

PROJECTO DE CONTENÇÃO, ESCAVAÇÃO E ESTRUTURAS DE UMA ESTAÇÃO DE METRO

JOÃO NUNO VILAVERDE E CUNHA

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada

FEVEREIRO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição de que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A meus Pais

“A essência do conhecimento consiste em aplicá-lo, uma vez possuído. “

Confúcio

AGRADECIMENTOS

Ao professor Rui Calçada, agradeço o interesse sempre demonstrado ao longo da elaboração deste trabalho e todo material disponibilizado que facilitou a sua concretização.

À engenheira Ana Pinto agradeço o facto de prontamente me ter fornecido diverso material relacionado com este projecto.

Ao professor Matos Fernandes agradeço a disponibilização de uma sala de trabalho onde pude desenvolver a tese com melhores condições.

Aos colegas da secção de geotecnia agradeço o companheirismo e o óptimo ambiente de trabalho que proporcionaram.

Ao colega Tiago Sacadura agradeço a ajuda com o software utilizado.

Ao colega Tiago Palas agradeço o interesse e companheirismo demonstrado.

Ao engenheiro Pedro Carvalho agradeço a ajuda na utilização do programa Robot.

À Maria Clara agradeço toda a profunda dedicação, inspiração, positivismo e alento que me deu durante os meses em que decorreu a elaboração desta tese.

Aos meus pais e irmã agradeço todo o apoio, incentivo e compreensão que sempre revelaram.

A todos muito obrigado.

RESUMO

O trabalho que se segue teve como objectivo a consolidação de conhecimentos na área das estruturas de suporte de terras, nomeadamente no que diz respeito a parâmetros de esforços, deslocamentos e o seu comportamento genérico. Nesse sentido elaborou-se um projecto de contenção para uma escavação urbana, e dimensionou-se a estrutura a colocar no interior da escavação segundo o método “cut and cover”.

A obra que serviu de base ao presente trabalho foi a estação de metro Pólo Universitário, pertencente à rede de metro do Porto. Tal como se explica posteriormente, este projecto envolveu a fase de escavação, suporte de terras, construção da estrutura da estação, aterro final e arranjo da superfície.

O terreno em que se realizou a escavação é o típico solo residual do granito, muito frequente na área da cidade do Porto. Este tem uma influência decisiva no comportamento geral da obra. O pleno conhecimento dos seus parâmetros e características é fundamental para a previsão de esforços e deslocamentos que ocorrem nas estruturas de suporte, na estrutura da estação e na área adjacente.

Como em qualquer obra de engenharia, o projectista deve ter sempre em mente a optimização em termos de funcionalidade, segurança e economia. Tais objectivos regem também a elaboração do projecto que aqui se apresenta.

Tendo em conta as características do terreno e o carácter provisório da contenção de terras, opta-se pela solução de cortina permeável “tipo Berlim”, ancorada e com recurso a perfis HEB cravados no terreno e pranchas de madeira.

A utilização de modelos numéricos baseados no método dos elementos finitos fornece, com considerável grau de confiança, os esforços na cortina e na estrutura da estação. Outros parâmetros como deslocamentos, interacção solo/cortina e solo/estrutura são também aferidos por este método. Aqui têm também especial influência a rigidez dos vários elementos presentes e a transferência de esforços pelo solo através do efeito de arco.

Quanto ao dimensionamento estrutural da estação, as acções utilizadas para o cálculo da armadura resultaram de um cruzamento entre os dados mais conservativos obtidos pelo programa Robot e os resultantes de uma análise em elementos finitos utilizando o programa Plaxis 2D. Várias razões são apontadas para essa divergência de resultados.

Após os respectivos dimensionamentos, o trabalho passa para uma fase de análise paramétrica. Neste ponto é feita uma modelação 3D para comparação com os resultados 2D anteriormente aferidos. De seguida fazem-se variar os diversos parâmetros da contenção para confirmar a solução projectada como a mais equilibrada.

Finalmente, tiram-se algumas conclusões sobre o trabalho desenvolvido, salvaguardando a importância dos programas de cálculo baseados no método dos elementos finitos num projecto deste tipo.

PALAVRAS-CHAVE: estruturas de suporte de terras, método dos elementos finitos, Plaxis, Robot, estudo paramétrico, metro do Porto.

ABSTRACT

The main goal of the present work is the consolidation of knowledgements in the area of earth retaining structures mainly in what concerns to strain parameters, displacements and its generic behaviour. Towards that, here was developed a project of a retaining structure in an urban environment, and was then dimensioned the structure to be built, in the excavation area, following the “cut and cover” method.

The enterprise which was the base for this work was the Pólo Universitário metro station, belonging to the metro network of Oporto. As later will be explained, this construction followed this basic steps: the excavation, the building of the retaining wall, the building of the station structure, the landfill and finally the surface arrangements.

The terrain in which the excavation was done is the typical residual lime stone soil, very frequently found in the Oporto city area. This fact has a decisive influence in the general behaviour of the enterprise. The complete knowledgement of all parameters and characteristics of the soil is essential to make correct previsions of strains and displacements that will occur in the retaining structures, the station structure and the entire neighbour zone.

Has in all engineer works, the designer must have in mind the optimization in terms of functionality, security and economy. Those were the goals which led to the making of the presented project.

Keeping in mind the characteristics of the soil and the fact of being a provisional retain, it was selected the “Berlin type” wall has the solution for this construction, using anchors, HEB beams and wood planks.

The use of numerical models based on the finite element method provides, with a certain degree of confidence, the strains on the retaining wall and on the station structure. Other parameters like displacements, interaction terrain/wall and terrain/structure are also obtained following this method. These facts are influenced by the stiffness of the several existing elements and the stress transfer through the soil following the arch effect.

In what concerns to the dimensioning of the station structure, the actions used for the armour were the result of an interception between the most conservative data given by the Robot program and the other data given by a finite element analysis from the Plaxis 2D program. Several reasons are then given for this result divergence.

After all the dimensioning work is done, the project passes then to a parametric analysis stage. At this point a 3D model is made to compare with the one in 2D which was already mentioned. Finally, several parameters of the retaining wall are varied so that the projected solution can be confirmed as the most reasonable for this situation.

At the end of this work, some conclusions are taken about its development regarding the importance of programs based on the finite element method, for projects of this type.

KEYWORDS: Retaining soil structures, finite element method, Plaxis, Robot, parametric analysis, Oporto metro network.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	i
RESUMO.....	iii
ABSTRACT	v

1 INTRODUÇÃO.....	1
2 CONTENÇÃO LATERAL DE SOLOS	5
2.1 CONTENÇÃO LATERAL DE SOLOS.....	5
2.2 PAREDES MOLDADAS.....	9
2.3 CORTINAS TIPO BERLIM.....	13
2.4 CORTINAS TIPO PARIS	16
2.5 CORTINAS DE ESTACAS-PRANCHA	16
2.6 CORTINAS ANCORADAS E ANCORAGENS	17
2.7 O MÉTODO “ CUT & COVER”	24
2.8 OBSERVAÇÃO DE ESCAVAÇÕES EM MEIO URBANO	25
3 CONDICIONANTES DO PROJECTO	31
3.1 CONDICIONANTES DE TRAÇADO.....	31
3.2 CONDICIONANTES DE VIA-PLATAFORMA	31
3.3 CONDICIONAMENTOS TOPOGRÁFICOS	32
3.4 CONDICIONAMENTOS GEOTÉCNICOS.....	32
3.5 CONDICIONANTES DE INSERÇÃO URBANA	33
3.6 CONDICIONANTES DEVIDOS A ESTRUTURAS E INFRA-ESTRUTURAS VIZINHAS	33
3.7 OUTROS CONDICIONAMENTOS.....	34
3.8 SISTEMA ESTRUTURAL ADOPTADO.....	35
3.9 FASEAMENTO CONSTRUTIVO.....	35
3.10 MATERIAIS UTILIZADOS NO PROJECTO.....	38
3.11 CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO	39
3.11.1 REGULAMENTAÇÃO	39
3.11.2 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	39
3.11.3 ESTADO LIMITE DE UPLIFT (UPL).....	40
3.11.4 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO (ELS)	40

4 DIMENSIONAMENTO DA CONTENÇÃO PROVISÓRIA “TIPO BERLIM”41

4.1 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS..... 41

4.2 ACÇÕES..... 43

4.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS ANCORAGENS 44

4.4 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO PERFIL METÁLICO HEB..... 46

4.5 BREVE REFERÊNCIA AO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS NO PROGRAMA PLAXIS. 49

4.6 ANÁLISE DA ESCAVAÇÃO COM UM MODELO DE ELEMENTOS FINITOS EM PLAXIS..... 52

4.7 RESULTADOS..... 60

4.8 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA 64

4.8.1 PERFIS METÁLICOS64

4.8.1.1 Esforços normais e de flexão.....64

4.8.1.2 Capacidade de carga da fundação66

4.8.2 VERIFICAÇÃO DAS CARGAS NAS ANCORAGENS68

4.8.3 PRANCHAS DE MADEIRA69

4.8.4 VIGAS DE REPARTIÇÃO71

4.9 MONITORIZAÇÃO E INSTRUMENTAÇÃO DA OBRA 72

5 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DE BETÃO ARMADO77

5.1 ACÇÕES PERMANENTES..... 77

5.1.1 PESO PRÓPRIO DA ESTRUTURA77

5.1.2 PRESSÕES DE TERRAS77

5.1.2.1 Na cobertura77

5.1.2.2 Nas paredes laterais77

5.1.3 PRESSÕES HIDROSTÁTICAS78

5.1.4 PESO PRÓPRIO DA CATENÁRIA E DOS ELEMENTOS DA PLATAFORMA.....78

5.2 ACÇÕES VARIÁVEIS..... 78

5.2.1 SOBRECARGAS À SUPERFÍCIE78

5.2.2 SOBRECARGAS FERROVIÁRIAS78

5.3 CASOS DE CARGA..... 79

5.4 COMBINAÇÃO DE ACÇÕES..... 80

5.4.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS (ELU)80

5.4.2 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO (ELS).....80

5.5 MODELAÇÃO DA ESTRUTURA EM PLAXIS	85
5.5.1 ESFORÇOS NA ESTRUTURA CALCULADOS ATRAVÉS DO PLAXIS	87
5.5.2 DESLOCAMENTOS NA ESTRUTURA CALCULADOS ATRAVÉS DO PLAXIS	89
5.6 ANÁLISE ESTRUTURAL EM ROBOT	92
5.6.1 MODELAÇÃO	92
5.6.2 RESULTADOS	94
5.7 COMPARAÇÃO DE ANÁLISES: PLAXIS VS. ROBOT	95
5.7.1 COMPARAÇÃO DOS MOMENTOS.....	95
5.7.2 RESUMO E COMENTÁRIO À COMPARAÇÃO DOS MOMENTOS	98
5.8 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA.....	102
5.8.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS (ELU)	102
5.8.1.1 Esforços normais e de flexão.....	102
5.8.1.2 Esforços transversos	103
5.8.2 ESTADO LIMITE DE <i>UPLIFT</i> (UPL).....	105
5.8.3 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO (ELS).....	106
5.8.3.1 Estados limites de fendilhação.....	106
5.8.3.2 Estados limites de deformação	108
5.9 SECÇÕES FINAIS.....	110
6 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DE BETÃO ARMADO	111
6.1 ANÁLISE DA CORTINA EM 3D.....	111
6.1.1 MODELAÇÃO COM RECURSO A PLAXIS 3D.....	111
6.1.2 RESULTADOS: DESLOCAMENTOS	113
6.1.3 RESULTADOS: MOMENTOS FLECTORES.....	115
6.2 ANÁLISE PARAMÉTRICA	116
6.2.1 UTILIZAÇÃO DE UM PERFIL MENOR, HEB200.....	116
6.2.2 VARIAÇÃO DE CARGAS DE PRÉ-ESFORÇO.....	118
6.2.3 VARIAÇÃO NOS APOIOS	123
6.2.4 CONCLUSÕES.....	127
7 CONCLUSÕES.....	129

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Construção do metro de Berlim no início do séc. XX (Fonte: Berliner U-Bahn-Museum).....	6
Fig. 2.2 - Construção do metro do Rio de Janeiro, recorrendo a cortinas “tipo Berlim” com inúmeras escoras (Arquivo Ascom/Riotrilhos).....	8
Fig. 2.3 – Escavação com recurso a trépano.....	10
Fig. 2.4 – Balde de maxilas	10
Fig. 2.5 – Armaduras para execução de paredes moldadas.....	11
Fig. 2.6 – Fase de betonagem.....	11
Fig. 2.7 – Dimensões de muretes guia	12
Fig. 2.8 – Execução dos muretes guia.....	12
Fig. 2.9 – Construção do metro de Berlim, com a utilização de cortinas “tipo Berlim” (Fonte: Berliner U-Bahn-Museum)	13
Fig. 2.10 – Cortina tipo Berlim.....	14
Fig. 2.11 – Esquema de cortinas “tipo Berlim”	15
Fig. 2.12 – Tipos de estacas-prancha.....	16
Fig. 2.13 – Cortina de estacas – prancha	17
Fig. 2.14 – Ancoragem pré esforçada tipo (Matos Fernandes, 1990)	18
Fig. 2.15 – Comportamento mecânico de uma ancoragem: a) ancoragem genérica; b) diagrama típico trações deslocamentos; c) comportamento da interface bolbo de selagem-maciço; d) distribuição das tensões tangenciais na interface bolbo-maciço para vários escalões de carga (Matos Fernandes, 1990).....	20
Fig. 2.16 – Condicionais a respeitar na localização de ancoragens pré-esforçadas (Matos Fernandes, 1990).....	22
Fig. 2.17 – Faseamento construtivo genérico de uma construção pelo método cut and cover.....	24
Fig. 2.18 – Construção do metro de Paris (1902-1910) segundo o método “cut and cover”.....	25
Fig. 2.19 – Processo de decisão sobre mecanismos de previsão/ observação em fase de projecto..	26
Fig. 2.20 – Inclínómetro.....	27
Fig. 2.21 – Medidores de fendas	28
Fig. 2.22 – Piezómetro eléctrico	28
Fig. 3.1 – Corte transversal tipo da Estação	32
Fig. 3.2 – Localização da Estação.....	34
Fig. 3.3 – Corte transversal tipo da estrutura	35
Fig. 3.4 – Corte transversal tipo.....	36
Fig. 3.5 – Desenho esquemático da fase de escavação e execução da cortina	37

Fig. 3.6 – Desenho esquemático da fase de construção da estrutura da estação	37
Fig. 3.7 – Desenho esquemático da fase execução do aterro.....	38
Fig. 4.1 – Planta da contenção provisória “tipo Berlim”	41
Fig. 4.2 – Alçado Nascente, altura do perfil N39	42
Fig. 4.3 – Perfil geológico-geotécnico longitudinal na zona do perfil N39	43
Fig. 4.4 – Diagrama utilizado para pré-dimensionamento do pré-esforço.....	44
Fig. 4.5 - Modelo utilizado no programa Ftool para pré-dimensionamento do perfil metálico a adoptar para a cortina.....	47
Fig. 4.6 – Momentos flectores obtidos pelo programa Ftool.....	48
Fig. 4.7 – Elementos finitos com 6 nós e 15 nós e respectivos pontos de tensões, utilizados pelo software PLAXIS.....	51
Fig. 4.8 – Geometria dos modelos de cálculo	52
Fig. 4.9 – Modelo de Cálculo utilizado para a escavação.....	54
Fig. 4.10 – Malha de elementos finitos utilizada nesta análise	55
Fig. 4.11 – Fase 1, escavação até à cota ZE1.....	56
Fig. 4.12 – Fase2, activação e pré-esforço do 1º nível de ancoragens.....	56
Fig. 4.13 – Fase 3, escavação até à cota ZE2.....	57
Fig. 4.14 – Fase 4, activação e pré-esforço do 2º nível de ancoragens.....	57
Fig. 4.15 – Fase 5, escavação até à cota ZE3.....	58
Fig. 4.16 – Fase 6, activação e pré-esforço do 3º nível de ancoragens.....	58
Fig. 4.17 – Fase 7, escavação até à cota de fundo de escavação	59
Fig. 4.18 – Fase 8, activação da sobrecarga de 10kPa à superfície.....	59
Fig. 4.19– Diagramas de momentos flectores.....	60
Fig. 4.20– Diagramas de deslocamentos horizontais.....	60
Fig. 4.21 – Deslocamentos horizontais.....	61
Fig. 4.22 – Deslocamentos verticais.....	61
Fig. 4.23 – Assentamentos na superfície do terreno remanescente.....	62
Fig. 4.24 – Deslocamentos laterais da parede e assentamentos da superfície no fim da construção para a cortina associada a ancoragens pré-esforçadas e as escoras não pré-esforçadas. (Matos Fernandes, 1990)	63
Fig. 4.25 – Deformada da cortina	63
Fig. 4.26– Assentamentos expectáveis em escavações suportadas por estruturas flexíveis tradicionais (Peck,1969)	64
Fig. 4.27 – Variação das cargas no 1º nível de ancoragens ao longo do faseamento construtivo obtidas através da modelação em Plaxis versus tracção admissível nas mesmas.....	68

Fig. 4.28 - Variação das cargas nos últimos níveis de ancoragens ao longo do faseamento construtivo obtidas através da modelação em Plaxis versus tracção admissível nas mesmas	69
Fig. 4.29 – Secções principais de observação (a verde), espaçadas de 25 m.....	72
Fig. 4.30 – Desenho esquemático da colocação da instrumentação	73
Fig. 4.31 – Desenho esquemático da colocação da instrumentação	73
Fig. 4.32 – Esquema de organização dos níveis de monitorização em função dos limites definidos..	74
Fig. 5.1 – Geometria da modelação da estrutura em PLAXIS	86
Fig. 5.2 – Momentos flectores na cobertura (Plaxis)	87
Fig. 5.3 – Momentos flectores na parede do lado esquerdo (Plaxis)	87
Fig. 5.4 – Momentos flectores na parede do lado direito (Plaxis)	88
Fig. 5.5 – Momentos flectores na laje de fundo (Plaxis)	88
Fig. 5.6 – Deslocamentos na cobertura (Plaxis).....	89
Fig. 5.7 – Deslocamentos na parede esquerda (Plaxis).....	90
Fig. 5.8 – Deslocamentos na parede direita (Plaxis).....	90
Fig. 5.9 – Deslocamentos na laje de fundo (Plaxis)	91
Fig. 5.10 – Deslocamentos verticais do terreno	91
Fig. 5.11 – Modelo estrutural, secções utilizadas.....	92
Fig. 5.12 – Esquema de apoios considerado	93
Fig. 5.13 – Envolventes de momentos flectores da combinação 1 a 72.....	94
Fig. 5.14 – Envolventes de esforços na direcção Fz da combinação 1 a 72.....	94
Fig. 5.15 – Envolventes de esforços na direcção Fx da combinação 1 a 72.....	95
Fig. 5.16 – Comparação dos Momentos flectores na Cobertura da Estação	95
Fig. 5.17 – Comparação dos Momentos flectores na Parede Esquerda	96
Fig. 5.18 – Comparação dos Momentos flectores na Parede Direita.....	97
Fig. 5.19 – Comparação dos Momentos flectores na Laje de Fundo	97
Fig. 5.20 – Esquema da distribuição triangular de tensões ao longo da parede da estação admitido no cálculo em Robot	99
Fig. 5.21 – Forma do diagrama de pressões típico de uma cortina escorada sugerido por Terzaghi (1941).....	100
Fig. 5.22 – Deformada das Paredes da Estação.....	100
Fig. 5.23 – Tensões normais ao longo de uma linha vertical próxima da parede da estação.....	101
Fig. 5.24 – Momentos nas combinações quase permanentes (comb. 73 a 120).....	107
Fig. 5.25 – Deformação da estrutura nas combinações 121 a 168.....	109
Fig. 6.1 – Geometria e malha utilizada na análise da escavação em Plaxis 3D.....	112

Fig. 6.2 – Deformada da cortina no final da escavação.....	113
Fig. 6.3 – Deformada da cortina no final da escavação, em pormenor.	114
Fig. 6.4 – Deslocamentos verticais para uma secção a meio da escavação.	114
Fig. 6.5 – Momentos na cortina para a direcção vertical.	115
Fig. 6.6 – Momentos na cortina para a direcção vertical, no primeiro nível de ancoragens.....	115
Fig. 6.7 – Deslocamentos horizontais na cortina, no primeiro nível de ancoragens	115
Fig. 6.8 – Deformada da cortina na análise com o perfil HEB 200.....	116
Fig. 6.9 – Comparação de momentos flectores na análise com perfil HEB200 e HEB 220	117
Fig. 6.10 – Comparação de deslocamentos horizontais na cortina.....	119
Fig. 6.11 – Comparação de deslocamentos verticais na cortina.....	119
Fig. 6.12 – Deslocamentos associados a uma escavação suportada por uma cortina com boas condições de apoio no pé (Matos Fernandes, 1990)	120
Fig. 6.13 – Comparação de deslocamentos verticais na superfície do terreno	121
Fig. 6.14 – Comparação de deslocamentos verticais máximos na superfície do terreno	121
Fig. 6.15 – Relação entre os assentamentos verticais máximos na superfície e o nível de pré-esforço	122
Fig. 6.16 – Resultados obtidos na análise efectuada no programa Plaxis para a fase de ruptura da cortina, a) Pontos (a vermelho) plastificados; b)Deformada da cortina auto-portante	123
Fig. 6.17 – Análise de uma cortina mono-apoiada no primeiro nível de ancoragem, a) Pontos (a vermelho) plastificados; b)Deformada da cortina	124
Fig. 6.18 – Análise de uma cortina mono-apoiada no segundo nível de ancoragem, a) Pontos (a vermelho) plastificados; b)Deformada da cortina	124
Fig. 6.19 – Assentamento na superfície do terreno para três escalões de pré-esforço numa cortina mono-apoiada na ancoragem do 2º nível	126
Fig. 6.20 – Análise de uma cortina mono-apoiada no terceiro nível de pré-esforço, a) Pontos (a vermelho) plastificados; b)Deformada da cortina	126
Fig. 6.21 – Deformada da cortina para a hipótese bi-apoiada nos níveis inferiores	127

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Intervalos de coeficientes de segurança mais utilizados	23
Quadro 3.1 – Faseamento construtivo.....	36
Quadro 3.2 – Materiais dos elementos estruturais	38
Quadro 4.1 – Parâmetros do terreno adoptados.....	42
Quadro 4.2 – Cotas utilizadas para pré-dimensionar as ancoragens.....	45
Quadro 4.3 – Resumo dos cálculos de pré-esforço nas ancoragens.....	45
Quadro 4.4 – Características das ancoragens	46
Quadro 4.5 – Pré-dimensionamento do perfil a adoptar para a contenção	49
Quadro 4.6 – Cotas utilizadas no modelo de cálculo.....	53
Quadro 4.7 – Características geométricas dos elementos da cortina	53
Quadro 4.8 – Faseamento da escavação inserido no programa Plaxis	55
Quadro 4.9 – Verificação da segurança dos perfis em relação aos ELU	66
Quadro 4.10 – Variáveis consideradas no cálculo	67
Quadro 4.11 – Características do perfil	67
Quadro 4.12 – Resultados obtidos para as resistências de carga da fundação.....	67
Quadro 4.13 – Comparação dos valores da resistência do solo e dos esforços no perfil.....	67
Quadro 4.14 – Cálculo da espessura mínima das pranchas de madeira	70
Quadro 4.15 – Verificação da segurança das vigas de repartição em relação aos ELU referentes a esforços de flexão.....	71
Quadro 5.1 – Casos de carga considerados.....	79
Quadro 5.2 – Combinações de acções.....	81
Quadro 5.3 – Combinação de acções (continuação).....	82
Quadro 5.4 – Combinação de acções (continuação).....	83
Quadro 5.5 – Combinação de acções (continuação).....	84
Quadro 5.6 – Características dos elementos utilizadas no cálculo em Plaxis	85
Quadro 5.7 – Faseamento do cálculo da modelação da estrutura em PLAXIS.....	86
Quadro 5.8 – Momentos flectores nas secções mais importantes da estrutura, Plaxis vs. Robot.....	98
Quadro 5.9 – Armadura máxima e mínima segundo EC2	102
Quadro 5.10 – Dimensionamento segundo as tabelas do LNEC.....	103
Quadro 5.11 – Dimensionamento para o esforço transversal segundo EC2.....	104
Quadro 5.12 – Dimensionamento para o esforço transversal segundo EC2 (Continuação).....	104
Quadro 5.13 – Coeficientes parciais de segurança para o UPL segundo EC7	105

Quadro 5.14 – Verificação da segurança para o estado limite de <i>Uplift</i> (UPL).....	106
Quadro 5.15 – Dimensionamento para o Estado Limite de Fendilhação	108
Quadro 5.16 – Verificação do estado limite de deformação segundo EC2	109
Quadro 5.17 – Armadura longitudinal utilizada	110
Quadro 6.1 – Características do perfil HEB 200 a inserir no programa Plaxis	116
Quadro 6.2 – Verificação de segurança dos perfis HEB200.....	118
Quadro 6.3 – Pré-esforço utilizado no projecto.....	118
Quadro 6.4 – Verificação simplificada da segurança para uma cortina mono-apoiada	125

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Alfabeto latino

2D – 2 dimensões

3D – 3 dimensões

A – área

A_c - área total da secção transversal de betão

A_p – área de ponta

$A_{s,cal}$ – área de aço de cálculo

$A_{s,ef}$ – área de aço efectivo

$A_{s,Max}$ - área de aço máxima

$A_{s,min}$ - área de aço mínima

A_{si} - área do fuste por camada de solo

A_{sw} – área de aço de esforço transverso

B - largura da fundação

b_t - largura média da zona traccionada

c – coesão

c_{alarme} - coesão utilizada para estabelecimento do nível de alarme na observação

c_{proj} – coesão utilizada no dimensionamento das estruturas

CPT – Cone Penetration Test

d - altura útil da secção

d – deslocamentos

D – profundidade

d_{eq} - espessura equivalente

DTU – Document technique unifiés

e – espessura

E – modulo de deformabilidade

E_{alarme} – módulo de deformabilidade do solo utilizado para estabelecimento do nível de alarme na observação

E_c - módulo de deformabilidade do betão

EC – eurocódigo

ELS - estados limites de utilização

ELU - estados Limites Últimos

EPB – earth pressure balanced

E_{proj} – módulo de deformabilidade do solo utilizado no dimensionamento das estruturas

E_s - módulo de deformabilidade do solo

E_s - módulo de deformabilidade do aço

f_{cd} - valor de cálculo da tensão de cedência à compressão do betão

$f_{m,d}$ - valor de cálculo da tensão normal resistente da madeira

$f_{m,k}$ - valor característico da tensão normal resistente da madeira

f_{syd} - valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras

f_{yk} - valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras

$G_{dst,d}$ - valor de cálculo das acções permanentes com carácter desestabilizador

$G_{stb,d}$ - valor de cálculo das acções permanentes com carácter estabilizador

h - profundidade da escavação

h_t - altura de terras existentes acima da laje de fundo

I – inércia

I_{hi} - impulso horizontal

IPO – Instituto Português de Oncologia

I_s - coeficiente função da geometria da fundação

k - coeficiente de bambeamento definido no artigo nº 43 do REAE e função de lh/be

K_0 – coeficiente de impulso em repouso

K_a – coeficiente de impulso activo

k_c - parâmetro que depende da natureza do solo presente no DTU

k_h - coeficiente de Winkler

K_{mod} - factor de correcção que depende do material em análise presente no EC5

K_p - coeficiente de impulso passivo

K_t - declive do diagrama teórico da ancoragem

K_{ur} - rigidez de descarga-recarga em ancoragens

K_w - rigidez de serviço em ancoragens

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

l_t - comprimento livre da ancoragem

M_o - momento no ponto O

M_{qpp} – momento na combinação quase permanente

M_{sd} - momento-flector actuante

M_{Sd}^{Max} - valor de cálculo do momento flector actuante máximo

NATM - new austrian tunneling method

N_E - carga crítica de Euler

N_{sd} - valor de cálculo do esforço normal actuante

P_a – pressão activa

P_p – pressão passiva

p_{sd} – carga uniformemente distribuída

q – carga

$Q_{dst,d}$ - valor de cálculo das acções variáveis com carácter desestabilizador

Q_j – sobrecarga à superfície

Q_p - resistência de ponta

q_{si} - resistência lateral unitária

Q_s - resistência lateral

q_u - resistência de ponta unitárias

R – reacção no terreno

RBLH - Regulamento de Betões de Ligantes Hidráulicos

R_d - valor de cálculo do esforço resistente

REAE - Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios

REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado

RESOT – Regulamento de Estruturas de Suporte e Obras de Terra

RSA - Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

s - espaçamento dos estribos

S_d - valor de cálculo do esforço actuante

$S_{Gi,k}$ - esforços resultantes de uma acção permanente

S_{gk} – acção decorrente das pressões de terras

s_h – espaçamento entre ancoragens

s_{hp} - afastamento entre os perfis

SPT – Standard penetration test

$S_{Q1,k}$ - esforços resultantes de uma acção variável considerada como acção base da combinação

$S_{Qj,k}$ - esforços resultantes de uma acção variável distinta da acção da base

S_{qk} – acção das sobrecargas na superfície do terreno

$s_{r,Max}$ - distância máxima entre fendas

T - tracções aplicadas na cabeça da ancoragem

T_o - tracção necessária para esticar a armadura

T_a - tracção admissível de uma ancoragem

TBM – tunneling boring machine

T_l - tracção que introduz na armadura o limite elástico a 0,1%

T_{ti} – valor do pré-esforço

$T_{ti,ef}$ - pré-esforço efectivo

T_w - acção de serviço em ancoragens

UPL - Estado limite de Uplift

$V_{rd,s}$ – esforço transversal resistente

V_{sd} – esforço transversal actuante

w - módulo de flexão

w_k – largura de fendas

Z_{Ai} - cotas das ancoragens

Z_{Ei} – patamares de escavação

Z_{FE} – cota do fundo de escavação

Z_{TN} - cota do terreno natural

$[K]$ - matriz de rigidez

$\{q\}$ - valor dos deslocamentos nodais

$\{Q\}$ - valor das forças nodais

Alfabeto grego

β - parâmetro que depende do tipo de estaca

ϵ_{sm} - extensão média da armadura para a combinação de acções considerada

ϵ_{cm} - extensão média no betão entre fendas

ϕ - diâmetro

ϕ^0 - ângulo de atrito

ϕ_{alarme} - ângulo de atrito das terras utilizado para estabelecimento do nível de alarme na observação

ϕ_{proj} – ângulo de atrito das terras utilizado no dimensionamento das estruturas

φ - coeficiente definido no artigo nº42.2 do REAE e função de λ

γ - peso volúmico do solo

$\gamma_{água}$ – peso volúmico da água

γ_{alarme} - peso volúmico das terras utilizado para estabelecimento do nível de alarme na observação

γ_{aterro} – peso volúmico do aterro

$\gamma_{betão}$ – peso volúmico do betão

γ_m - coeficiente parcial de segurança relativo aos materiais presente no EC5

$\gamma_{G;dst}$ – coeficientes parciais de segurança para acções permanentes de carácter desestabilizador para verificação de UPL

γ_{gi} - coeficiente de segurança relativamente às acções permanentes

$\gamma_{G;stb}$ - coeficientes parciais de segurança para acções permanentes de carácter estabilizador para verificação de UPL

γ_q - coeficiente de segurança relativamente às acções variáveis

$\gamma_{Q;dst}$ - coeficientes parciais de segurança de acordo para acções variáveis de carácter desestabilizador para verificação de UPL

γ_{proj} – peso volúmico das terras utilizado no dimensionamento das estruturas

λ - coeficiente de esbelteza

μ – momento reduzido

ν - coeficiente de Poisson

ν – esforço axial reduzido

ν_s - coeficiente de Poisson do solo

θ – inclinação dos estribos

ρ – taxa de armaduras de tracção necessária a meio vão para equilibrar o momento devido às acções de cálculo

ρ_0 – taxa de armaduras de referência

ρ' – taxa de armaduras de compressão necessária a meio vão para equilibrar o momento devido às acções de cálculo

$\sigma_{m,d}$ - valor de cálculo da tensão normal actuante da madeira

σ_{rd} - valor de cálculo do esforço normal resistente

σ_s - tensão no aço

σ_{sd} - valor de cálculo da tensão normal actuante

ω – percentagem mecânica de armadura

ψ_{0j} - coeficiente correspondente à acção variável de ordem j

ψ_{1j} - coeficiente correspondente à acção variável de ordem j

ψ_{2j} - coeficiente correspondente à acção variável de ordem j

1

INTRODUÇÃO

A construção da Estação de Metro do Pólo Universitário pertencente à rede de Metro do Porto, dá o mote para o projecto que se segue. Este trabalho tem como objectivo, por um lado, o dimensionamento da cortina provisória de contenção de terras para posterior construção da estação de metro e, por outro lado, o dimensionamento da estrutura da estação.

Ao longo dos capítulos que se seguem far-se-á uma descrição de várias soluções para contenções de terras, da qual se destaca a solução preconizada por este projecto, designada por cortina “tipo Berlim”. Posteriormente, descrevem-se as mais variadas condicionantes do projecto, bem como os pressupostos e objectivos do mesmo, culminando com o dimensionamento da cortina provisória ancorada. Em seguida dimensiona-se a estrutura da estação de metro. Por fim, faz-se uma análise paramétrica com o objectivo de concretizar o estudo da contenção provisória do ponto de vista geotécnico e estrutural.

No desenvolvimento das cidades actuais o subsolo desempenha um papel primordial, nomeadamente no que diz respeito à concretização de uma moderna, eficiente e necessária rede de transportes públicos. A cidade do Porto não é alheia a esse desenvolvimento e, com a construção da sua rede de metro, surgiram por toda a cidade as mais diversas obras que exigiram, com grande frequência, a execução de estruturas enterradas no solo.

Estas estruturas são geralmente executadas em zonas fortemente urbanizadas. Neste sentido é essencial acautelar os efeitos da sua construção nos edifícios vizinhos. Por outro lado, as componentes geotécnica e de interacção estrutura-solo destas obras são muitas vezes as mais importantes. É a eficiente e positiva interacção das estruturas com o solo, tanto na fase de construção como na fase de operação, que determinará o bom comportamento da obra e da sua vizinhança, ao longo do tempo. Assim sendo, compreende-se a importância da fase de projecto neste tipo de obras. Cabe ao projectista prever o comportamento do terreno sob a solicitação das mais diversas cargas urbanas, variações de nível freático e alterações ao seu estado de tensão. Daí a importância de um trabalho como este, que tenta seguir os problemas encontrados pelo projectista numa situação concreta, com o objectivo de obter um dimensionamento que responda a todos os condicionantes.

De uma maneira geral a forma mais económica de executar uma escavação é proporcionar uma inclinação adequada aos taludes para que estes se sustentem sem recurso a qualquer tipo de estrutura de suporte. Ora, em meio urbano, o espaço para execução destes taludes é ínfimo daí que os paramentos das contenções sejam na sua esmagadora maioria verticais, tal como no caso em estudo. Estes são bastante mais exigentes em termos de dimensionamento e utilizam frequentemente apoios suplementares sob a forma de ancoragens ou escoras para equilibrar os impulsos do terreno. É neste cenário que se utilizam as estruturas de suporte flexíveis preconizadas no projecto que se segue

São duas as componentes principais das estruturas de suporte flexíveis. Por um lado a parede de suporte e por outro os apoios da mesma. O objectivo da parede é suportar os impulsos proporcionados pelo terreno escavado com o auxílio dos apoios, que, tal como já se referiu, surgem sob a forma de ancoragens ou escoras. As escoras são geralmente mais económicas mas deixam de ser viáveis quando o espaço entre paramentos é demasiado extenso, quando é essencial deixar o centro da escavação livre para a manobra de máquinas e materiais ou ainda por força do tipo de estrutura à qual a escavação dará origem.

Sempre que se executa uma escavação, surgem movimentos no terreno associados à mesma e que resultam da alteração do estado de tensão do terreno. Em obras deste tipo, em meio urbano, com a proximidade das estruturas na vizinhança, estes movimentos devem ser criteriosamente acautelados e previstos na fase de projecto. Só assim é possível prevenir a ocorrência de fendas, rupturas ou fenómenos ainda mais gravosos nas estruturas vizinhas. A análise deste tipo de problemas está profundamente relacionada com a engenharia geotécnica, ora, os problemas geotécnicos estão sempre envoltos num acentuado grau de incerteza. Factores como as características do solo, a natureza das cargas e o comportamento da cortina são, em certa medida, dificilmente controlados e exigem um grande grau de especialização por parte do projectista.

Hoje em dia, em fase de projecto, o engenheiro tem à sua disposição poderosas e úteis ferramentas baseadas no método dos elementos finitos e utilizadas para previsão do comportamento dos terrenos. Neste projecto são utilizadas algumas dessas ferramentas, tanto para o dimensionamento da cortina de contenção como no dimensionamento da estrutura da estação de metro. Estas ferramentas oferecem eficientes previsões do comportamento dos modelos no início da obra. No entanto, ao longo da execução podem surgir novos dados de deslocamentos e cargas. Com esta informação e uma actualização permanente dos modelos, poder-se-á estimar com mais precisão a magnitude dos assentamentos e das cargas em serviço.

Não deve ser esquecido que uma deficiente análise da situação pode gerar problemas complicados. Já ocorreram no passado roturas nas estruturas de contenção que provocaram importantes danos nas estruturas vizinhas conduzindo até, em alguns casos, à perda de vidas humanas.

Para melhor avaliar as tensões e deslocamentos em jogo, é essencial uma boa aplicação e gestão da instrumentação. Esta deve ser colocada de modo a cobrir toda a área envolvente. Também este tema é desenvolvido ao longo dos capítulos desta tese.

Em resumo, tanto ao nível da cortina flexível como da estrutura da estação, o seu dimensionamento está fortemente relacionado com o comportamento do solo. A distribuição das tensões no terreno em profundidade, a sua relação com a deformação da estrutura e os seus momentos, as forças de pré-esforço instaladas nas ancoragens, o deslocamento da cortina em direcção à escavação, o comportamento do fundo de escavação e a magnitude dos assentamentos na superfície do terreno são os principais factores a ter em conta num dimensionamento deste tipo.

No capítulo que se segue a este, o capítulo 2, faz-se uma breve introdução ao projecto. Nele se descrevem vários tipos de soluções construtivas para a contenção do terreno ao nível da história, desenvolvimento e métodos de cálculo. É também explicado o método “cut and cover” no qual se baseia a construção desta estação de metro. Por fim descreve-se o processo de instrumentação da obra, com os instrumentos utilizados, o local de colocação e as grandezas medidas.

No capítulo 3 explanam-se as mais variadas condicionantes do projecto.

No capítulo 4 procede-se ao dimensionamento de uma secção da escavação desde o pré-dimensionamento das ancoragens, à criação de um modelo para o cálculo através de um programa de

elementos finitos. Posteriormente confirma-se o modelo através das respectivas verificações de segurança.

No capítulo 5 dimensiona-se a estrutura da estação cuja secção corresponde à mesma já analisada no capítulo 4. Aqui são comparados os esforços obtidos pelo método clássico da distribuição triangular de tensões, recorrendo a um programa de cálculo de estruturas com os esforços obtidos pelo programa de elementos finitos. A envolvente de ambos é utilizada para dimensionar a estrutura, verificando-se os estados limites últimos e de serviço.

No capítulo 6, procede-se à análise paramétrica do problema geotécnico, nomeadamente no que diz respeito à contenção da escavação. Inicialmente simula-se o problema em 3D para depois fazer várias simulações com o modelo original com o objectivo de confirmar a hipótese considerada no projecto.

Este trabalho termina no capítulo 7, onde se expõem as conclusões obtidas ao longo do seu desenvolvimento.

2

CONTENÇÃO LATERAL DE SOLOS

2.1 CONTENÇÃO LATERAL DE SOLOS

A contenção lateral de solos é necessária quando a superfície lateral de um maciço possui uma inclinação, relativamente à horizontal, maior da que conseguiria sem o suporte.

Os tipos de estruturas de contenção mais frequentes são: muros de suporte, cortinas de estacas pranchas, parede moldada ou pré-fabricada, parede tipo Berlim e por fim muro de terra armada.

Os muros de suporte podem ser divididos em dois tipos genéricos, os tradicionais e os especiais. Dentro dos muros de suporte tradicionais podemos distinguir os muros de gravidade e os de consola ou flexão. Por outro lado, existem os muros de suporte especiais como: muros de gabiões, muros de terra armada, muros de revestimento pregado, muros engradados e, por fim, muros com contenção geotêxtil. A explicação dos vários tipos de muros de suporte, excede o âmbito deste projecto, desse modo, não se alongará em especificações sobre este tipo de estruturas. Esta fase do trabalho centra-se, sim, no enquadramento e análise das cortinas.

De acordo com o R.E.S.O.T. de Macau, 1997, art. 18º, define-se cortina como:

“As cortinas são muros ou paredes de espessura relativamente reduzida, de aço, betão armado ou madeira, suportadas por ancoragens, escoras ou impulsos passivos do terreno. A resistência à flexão destas estruturas desempenha uma função significativa na contenção do terreno, sendo a contribuição do seu peso insignificante. São exemplos deste tipo de estrutura as cortinas de estaca prancha autoportantes, as cortinas ancoradas ou escoradas de aço ou de betão e as paredes moldadas.”

Nas cidades modernas, com a sobreocupação do solo e a crescente criação de novos serviços, surgiu a necessidade de encontrar novos espaços. Com o crescimento exponencial da população foram surgindo edifícios que privilegiam conforto e o bem-estar. Estando incluídos, por exemplo, nos requisitos mínimos, vários níveis de garagens. O urbanismo e arquitectura incentivaram a engenharia a encontrar novas formas de construção para um maior aproveitamento do subsolo. O próprio desenvolvimento do meio de transporte urbano por excelência, o metro, obrigou à abertura de valas para a sua passagem. Ora, as cortinas, como contenção lateral de solos, foram bastante desenvolvidas neste contexto, já que são uma forma eficiente de materializar as ambições de crescimento em profundidade das cidades.

Fazendo uma pequena resenha histórica da evolução das contenções recorrendo aos diversos tipos de cortinas, pode dividir-se em várias fases temporais o seu desenvolvimento, começando pela fase até 1970. As construções modernas de cortinas iniciaram-se no início do séc. XX, decorrentes das necessidades urbanísticas que se referiram anteriormente. Obras como o metro de Berlim, tiveram

bastante influência no desenvolvimento e proliferação das contenções de solos recorrendo a cortinas. Este exemplo, do metro de Berlim, utilizou um método inovador, do qual se fará descrição detalhada mais à frente, e que lhe cedeu o nome, “cortinas tipo Berlim”.

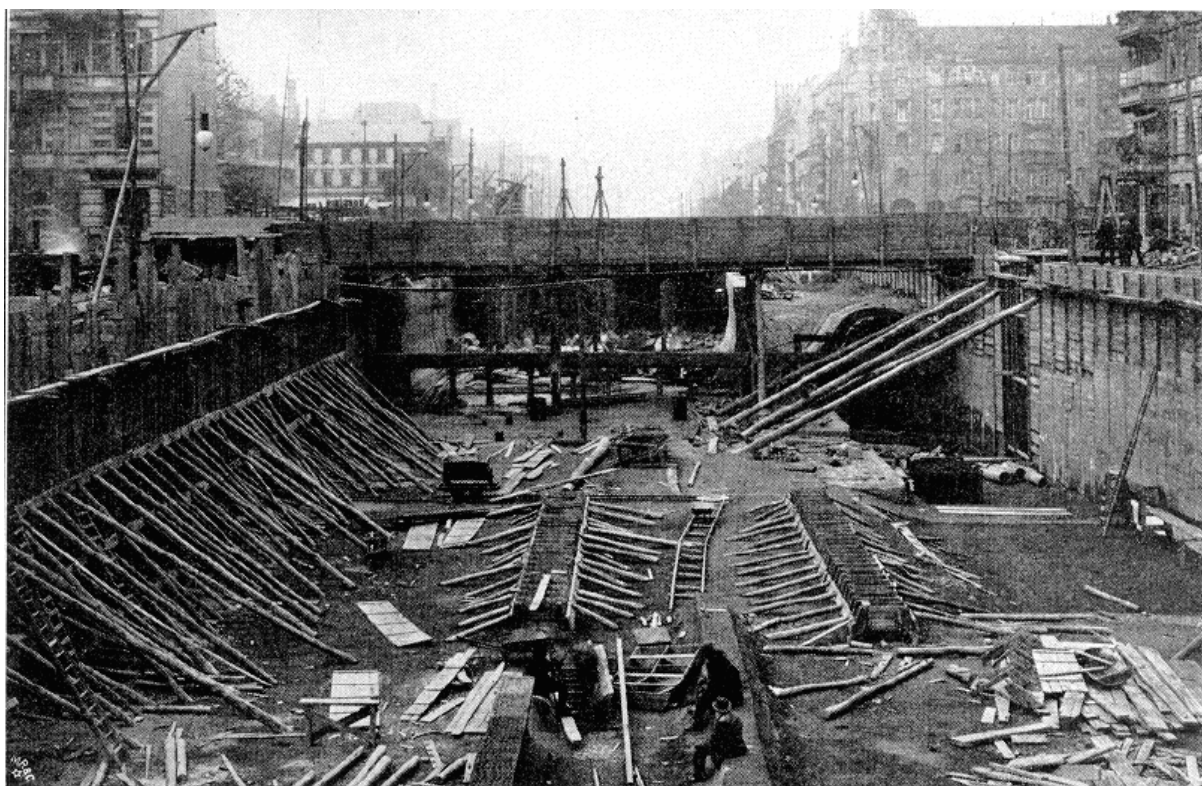


Fig. 2.1 – Construção do metro de Berlim no início do séc. XX (Fonte: Berliner U-Bahn-Museum)

Repare-se como é evidente na figura 2.1, a utilização de perfis metálicos cravados no terreno e entre eles a existência de pranchas de madeira a preencher toda a parede da escavação. Ora, é precisamente este o método que está na base deste trabalho, e que, como se verá mais adiante, se encontra perfeitamente actual.

Na época a que se reporta esta descrição, os escoramentos habituais em áreas densamente povoadas, eram feitos recorrendo a peças de madeira. O processo construtivo e toda a engenharia eram dominados por técnicas profundamente empíricas. Fundamentalmente, se algum troço estivesse com comportamento insatisfatório, a solução seria colocar mais madeira. A observação e monitorização simples, essencialmente visual, era o único método de controlo da obra. A colocação das escoras era essencial. Desempenhava o papel de interligar as frentes de escavação que, pelo equilíbrio das forças em ambas as faces de terreno, ofereciam o suporte necessário. É de referir ainda que a colocação das escoras era perfeitamente arbitrária, não obedecendo a nenhum cálculo estrutural ainda que básico. Durante este período, é na Europa Ocidental que se inicia o desenvolvimento das técnicas de ancoragem em rocha. Inicialmente apenas para contenções provisórias, e, pouco depois, também para as definitivas. É a André Coyne que se atribui o título de pioneiro na adopção de ancoragens em maciços rochosos. Tal facto advém da utilização do dito método na construção da Barragem de Cheurfas, Argélia em 1932. As ancoragens em solos só mais tarde conheceram o seu desenvolvimento. Apenas na década de 60, com o desenvolvimento da injeção em solos, esta técnica pôde realmente ser adoptada em larga escala tal como hoje se pode constatar. A evolução do método

das ancoragens em solo deriva, de facto, como já se referiu, da evolução ocorrida na técnica da injeção da calda de cimento no pós 2ª Guerra Mundial. No entanto, a juntar a essas melhorias, surgem também evoluções na qualidade dos aços e ainda no, não menos importante, surgimento dos macacos para pré-tensionamento do aço (Freyssinet). Nos Estados Unidos da América, é mesmo o surgimento das ancoragens em solos que se torna na grande revolução da engenharia para construção de novos edifícios nas grandes cidades norte-americanas. Mediante a observação de obras europeias, a empresa Spencer, White & Prentiss constrói, entre 1960 e 1961, quatro escavações em Milwaukee e Nova Iorque implantando os primeiros tirantes com procedimentos elementares de injeção no solo e tensão moderada. Para se ter noção do impacto conseguido com a aplicação de ancoragens na construção de cortinas, um editorial da principal revista norte-americana, *Engeneering News Record*, refere em Junho de 1961 o seguinte texto:

“A sequência de obstáculos para os equipamentos de escavação formado pelas escoras inclinadas que suportavam os lados de uma escavação mostrava um quadro triste nesta era de maravilhas tecnológicas”. Com o seu desaparecimento, os construtores terão muito mais produtividade com os seus equipamentos, sem a irritação e riscos associados às suas escoras internas infernais (em inglês o trocadilho é entre “internal” e “infernial”). Não somente os construtores mas também os supervisores, com toda a visão descongestionada dos estaleiros tornada realidade, serão eternamente gratos.”

A partir de 1970 constata-se o uso generalizado das cortinas. Foram construídas inúmeras linhas de metro em 20 grandes cidades europeias, recorrendo a esta técnica. O projecto em estudo, da Estação do Pólo Universitário, é também exemplo deste tipo de construção. Para se ter uma ideia, à data da escrita deste texto, na lista de dez edifícios mais altos do mundo, apenas 2 deles não utilizaram a técnica de cortinas ancoradas.

Como introdução, para o dimensionamento de cortinas, deve referir-se a necessidade das seguintes verificações de segurança genéricas referidas no EC7: perda de estabilidade global, ruptura de elementos estruturais, ruptura por rotação da parede ou parte desta, ruptura por perda de equilíbrio vertical da parede, ruptura por translação da parede ou parte desta. Podemos ainda referir outras verificações relativas ao controlo dos deslocamentos e à monitorização da estrutura de suporte, que pode ter consequências na aparência da estrutura ou até na própria ruptura do suporte. São ainda importantes as verificações relativas à percolação e ao controlo do arrastamento de finos, ou partículas em geral, pela água, provocando “vazios” de terreno e o consequente colapso do mesmo.

As acções mais comumente presentes neste tipo de obras enunciam-se de seguida. Desde logo, o peso do material de aterro, consequência do peso volúmico do material. Este deve ser aferido o mais rigorosamente possível. Valores diferentes do real conduzem facilmente a grandes sub-dimensionamentos ou sobredimensionamentos, conforme o peso volúmico de cálculo é inferior ou superior ao real. Também a existência de sobrecargas que estarão presentes durante a obra ou em regime definitivo são essenciais no dimensionamento. Exemplos destas são veículos, gruas, ou os mais diversos equipamentos pesados. Além das acções referidas anteriormente, é necessário entrar em linha de conta com o peso da água, considerando o teor de salinidade e de argila, que influenciam o seu peso volúmico. De qualquer modo, o melhor mesmo será eliminar os impulsos criados pela água, através de processos de drenagem. No caso de existirem suportes, como por exemplo ancoragens, as forças criadas por estes são importantes no dimensionamento. As ancoragens são eventualmente afectadas pelo sobretensionamento ou pelo efeito da relaxação. É ainda de referir a presença, em obras com certa especificidade, de acções especiais. Obras marítimas, com forças de colisão de grandeza considerável, ou zonas de temperatura elevada, influenciando o comportamento das escoras, são exemplos de acções especiais que devem ser consideradas para o correcto dimensionamento deste tipo de estruturas.

Na elaboração de projectos respeitantes a estruturas deste tipo é importante ter em conta determinadas condições como as constantes variações das propriedades do terreno, no tempo e no espaço, a variação das pressões de água com o tempo, a grande variabilidade das acções presentes, o fenómeno de erosão na frente do suporte, o efeito, se previsível, de estruturas, máquinas ou outras sobrecargas vizinhas e ainda os movimentos do terreno fruto de assentamentos.

Como se tratam de obras geotécnicas, o comportamento em obra é determinante. Este irá permitir a confirmação do projecto ou, em alternativa, a sua actualização e até mesmo correcção. Desta forma, existe um largo conjunto de procedimentos que devem ser realizados durante a construção, com vista a analisar uma série de parâmetros importantes. Desde logo, a perturbação induzida no terreno pela escavação ou cravação de elementos. É importante prever, desde o início da obra, os acessos ao fundo da escavação, nomeadamente para camiões e escavadores de remoção e transporte do terreno retirado. Por outro lado, o grau de impermeabilização da cortina é controlado em obra pela observação do comportamento da percolação e posição do nível freático. No que diz respeito ao suporte da cortina, é importante aferir a possibilidade de executar as ancoragens sem interferir com edifícios ou qualquer tipo de infra-estruturas vizinhas. Quando a escavação é suportada recorrendo a escoras, estas devem permitir, tanto quanto possível, a eficaz remoção de terras pelas máquinas. O acesso para manutenção da parede e órgãos de drenagem e inspecção deve ser sempre salvaguardado. A aparência e durabilidade da parede e ancoragens é, aliás, de grande importância nestas obras. No caso de utilização de lamas bentoníticas para escavação de furos ou valas, é essencial a verificação da sua estabilidade. A figura 2.2, que se apresenta de seguida, representa parte da construção do metro do Rio de Janeiro recorrendo ao método de cortinas provisórias “tipo Berlim” com a agravante da presença de um edifício histórico na proximidade da escavação.



Fig. 2.2 - Construção do metro do Rio de Janeiro, recorrendo a cortinas “tipo Berlim” com inúmeras escoras
(Arquivo Ascom/Riotrilhos)

Como já foi dado a entender, as ancoragens trazem inúmeras vantagens, nomeadamente em termos de ocupação de espaço de escavação. Estas não interferem como o interior formado pelas cortinas. No entanto exigem, de um modo geral, mão-de-obra muito mais especializada e equipamento de grande precisão.

Segundo Coelho (1996), “a ancoragem é essencialmente um elemento estrutural que transmite uma força de tracção da estrutura principal ao terreno envolvente, mobilizando a resistência de corte desse terreno, a suficiente distância da estrutura.”

Podemos definir diversos tipos de ancoragens, descritos no R.E.S.O.T. de Macau, 1997, art. 48º:

- sistemas compostos por uma cabeça de ancoragem, um comprimento de amarração, estabelecido por injeção de calda, e um comprimento livre;
- sistemas compostos por uma cabeça de ancoragem, um comprimento de amarração, estabelecido por injeção de calda, mas sem comprimento livre (denominadas de pregagens);
- sistemas compostos por uma cabeça de ancoragem, um comprimento livre e uma placa ou elemento similar de aço ou betão armado (denominadas de “homem morto”);
- sistemas compostos por um elemento helicoidal introduzido no terreno por rotação e um encabeçamento.

São três os tipos de verificação relativos aos estados limites de segurança em ancoragens. A saber: a verificação de ruptura da cabeça da ancoragem ou da própria armadura, induzidas pela excessiva solicitação relativamente à capacidade dos elementos ou das ligações entre eles; a verificação da ruptura da ancoragem na ligação entre o aço e a calda de injeção ou na interface calda de injeção-terreno, devendo a resistência de cálculo ao arranque da ancoragem ser superior à carga de cálculo da ancoragem; por fim, a verificação da ruptura por perda de estabilidade global da estrutura incluindo as ancoragens.

2.2 PAREDES MOLDADAS

Parede moldada pode definir-se como um muro ou cortina, executada no solo, em grandes painéis sucessivos, betonados em trincheira escavada mecanicamente.

Ao realizar a escavação, para a posterior betonagem da parede, gera-se frequentemente instabilidade nas paredes da vala. Normalmente esse fenómeno é controlado com o recurso a lama bentonítica. Apesar do que se descreveu anteriormente, a betonagem das paredes pode, em alternativa, ser feita noutro local que não o da própria escavação, isto é, poderá ser uma parede pré-fabricada. Perde-se contudo o substancial efeito da interacção solo-parede, já que se perde grande parte da aderência.

Este tipo de suporte é particularmente indicado para a construção de caves em zonas de grande densidade urbana ou em que o nível freático tenha importância. Como vantagens da utilização deste método, pode destacar-se a não descompressão do solo, a impermeabilidade da parede, embora esta dependa em grande medida da qualidade do betão e da betonagem e a possibilidade de se atingirem profundidades significativas. No entanto, existem também factores que desencorajam a sua utilização. Exemplo disso é a necessidade de equipamento específico e o recurso a mão-de-obra especializada que tornam o processo bastante oneroso. Por outro lado, exige equipamento pesado para a sua construção e, conseqüentemente, o terreno da obra deverá ser suficientemente amplo para a maquinaria se movimentar. Na figura 2.3 e 2.4 observam-se as máquinas utilizadas para execução das paredes moldadas.



Fig. 2.3 – Escavação com recurso a trépano



Fig. 2.4 – Balde de maxilas

Uma obra deste tipo recorre a processos especiais de escavação. Esta executa-se de forma linear com recurso a um trépano que escava porções de terreno para posterior betonagem.

Seguidamente, procede-se à colocação da armadura. Durante esta fase exige-se perícia por parte do manobrador da grua e restantes trabalhadores envolvidos. A armadura deverá ficar centrada na vala para que, no processo de betonagem, o aço não fique em contacto com o terreno e consequentemente sem recobrimento, com os efeitos de corrosão que daí poderiam advir. Nas figuras 2.5 e 2.6 pode observar-se, por um lado, as armaduras utilizadas neste tipo de paredes e, por outro, uma perspectiva da fase de betonagem das mesmas.



Fig. 2.5 – Armaduras para execução de paredes moldadas



Fig. 2.6 – Fase de betonagem

A altura, largura e profundidade das paredes moldadas são função de cada obra e terreno. O valor mínimo da largura será determinado pela largura do aparelho de escavação enquanto a máxima será proporcional à natureza do terreno e às solicitações. Em regra, pela exigência no rigor da construção, executam-se muretes guia representados nas figuras 2.7 e 2.8

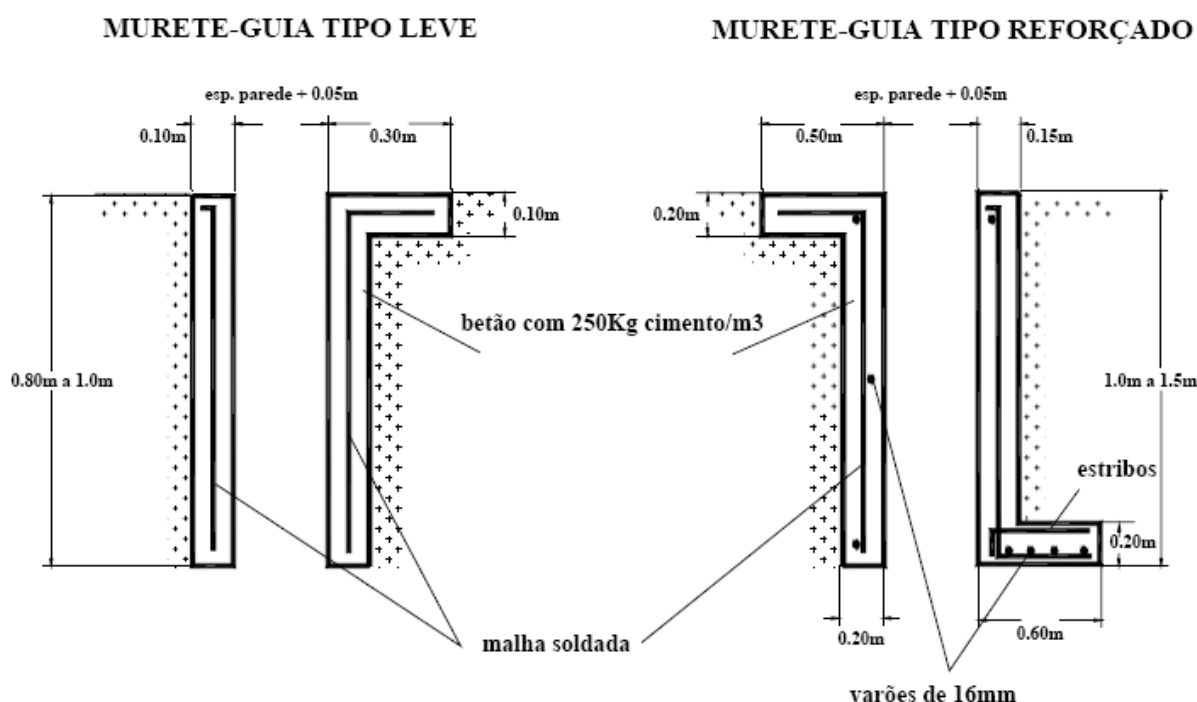


Fig. 2.7 – Dimensões de muretes guia



Fig. 2.8 – Execução dos muretes guia

Na figura 2.8 observa-se a execução dos muretes guia. Na fotografia da esquerda decorre a colocação das armaduras enquanto na direita já se procedeu à betonagem, estando os muretes confinados pelo terreno e pela cofragem vermelha.

Neste tipo de construção o betão deverá obedecer a determinados parâmetros adaptados às condições de utilização em obra. Desde logo, deverá possuir a plasticidade suficiente para uma eficiente aplicação no terreno. Deverá também comportar-se como um fluído pesado, já que é a diferença de densidades que permitirá expulsar correctamente a bentonite da vala. O seu tempo de presa deve ser suficientemente longo de modo a permitir a execução de um painel completo e deve ser estável durante toda a betonagem. A mistura requer alguma coesão de modo a não perder a goma ou desintegrar-se sob acção do próprio peso. Como é compreensível, os requisitos em termos de permeabilidade são também bastante importantes e deverão responder eficientemente aos objectivos previstos.

2.3 CORTINAS TIPO BERLIM

As paredes tipo Berlim são o processo adoptado neste projecto. Como se irá constatar elas trazem inúmeras vantagens construtivas. A simplicidade e rapidez com que se executam são o seu maior trunfo. Na figura 2.9 demonstra-se a utilização desta técnica, pela primeira vez, no metro que lhe veio a dar o nome.

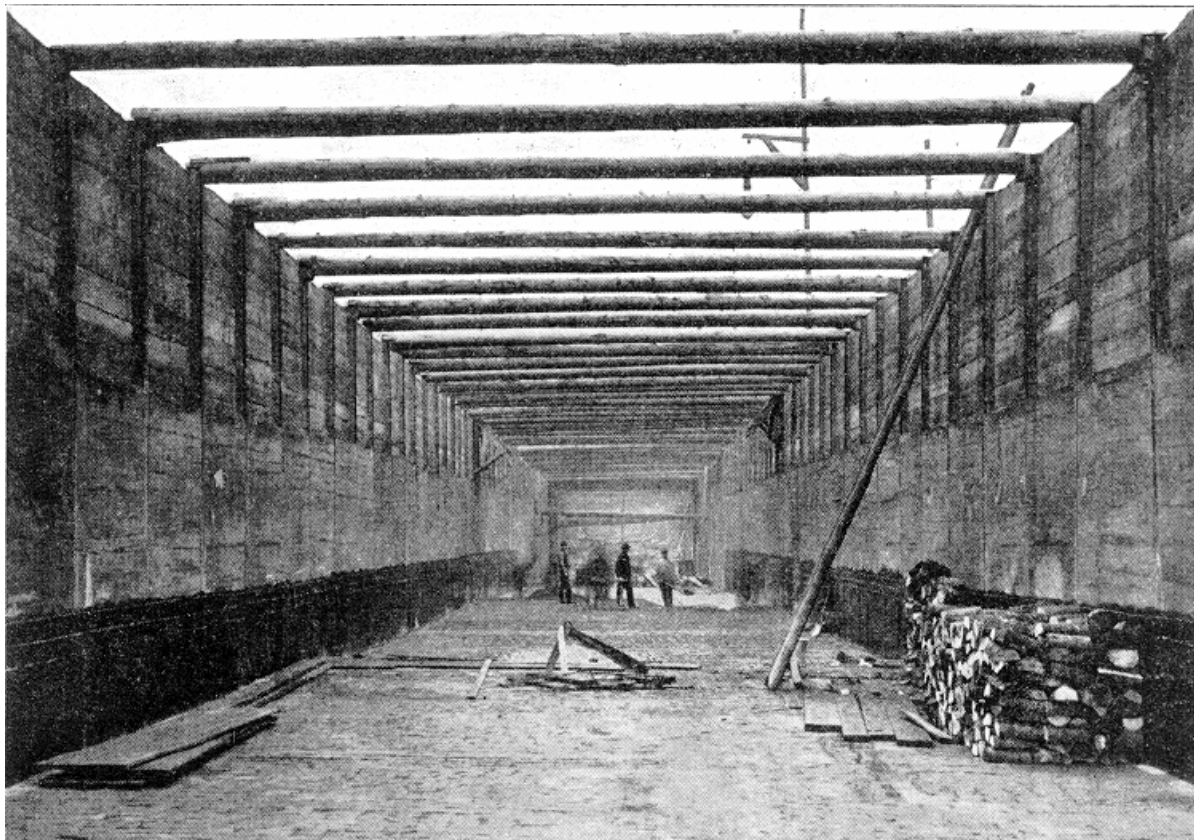


Fig. 2.9 – Construção do metro de Berlim, com a utilização de cortinas “tipo Berlim” (Fonte: Berliner U-Bahn-Museum)

Em linhas gerais este método exige a introdução de perfis metálicos no terreno, espaçados de alguns metros colocando-se, à medida que a escavação avança, pranchas de madeira, metálicas ou ainda de betão pré-fabricado, entre os ditos perfis. É de notar que o espaçamento máximo dos perfis será, em último caso, limitado pelo comprimento das pranchas atrás referidas. A estabilização mecânica dos perfis poderá, se necessário, ser feita à custa de escoras ou mesmo de ancoragens, tal como preconizado no projecto em estudo. Este método é muito vantajoso, como já se disse, pela sua rapidez e economia. Veja-se o simples facto da não necessidade de cofragens ou tempos de cura. Acresce a isto que, no final da obra, a contenção, ao deixar de ser necessária, permite a remoção da quase totalidade dos materiais, entre perfis e pranchas.

Como desvantagens deste método pode referir-se a dificuldade da sua execução em solos incoerentes ou em que o nível freático interfira na estrutura da contenção. Repare-se que as pranchas não estão solidarizadas entre si, não são estanques, assim facilmente se depreenderá que o nível freático terá sobeja importância na eficiência deste método. Além do exposto, é importante referir a inapropriação para grandes profundidades, com pressões cada vez maiores. Os perfis têm normalmente um

comprimento máximo normalizado. Comprimentos além destes impõem custos maiores e, aparelhos para a sua cravação, também mais complexos. Por fim, não é demais referir a necessidade de um cuidado e rigoroso projecto no caso de, na vizinhança da escavação, existirem estruturas importantes. As pranchas exibem geralmente grande deformabilidade permitindo ao solo descompressões significativas. Estas descompressões, ao não serem previstas em projecto, poderão causar danos nas estruturas vizinhas por via de assentamentos. Obviamente que uma boa solução para controlar estes problemas será diminuir os espaçamentos entre perfis, diminuindo o vão das pranchas e consequentemente a flecha por elas exibida. A figura 2.10 esquematiza colocação dos elementos na cortina “tipo Berlim”.

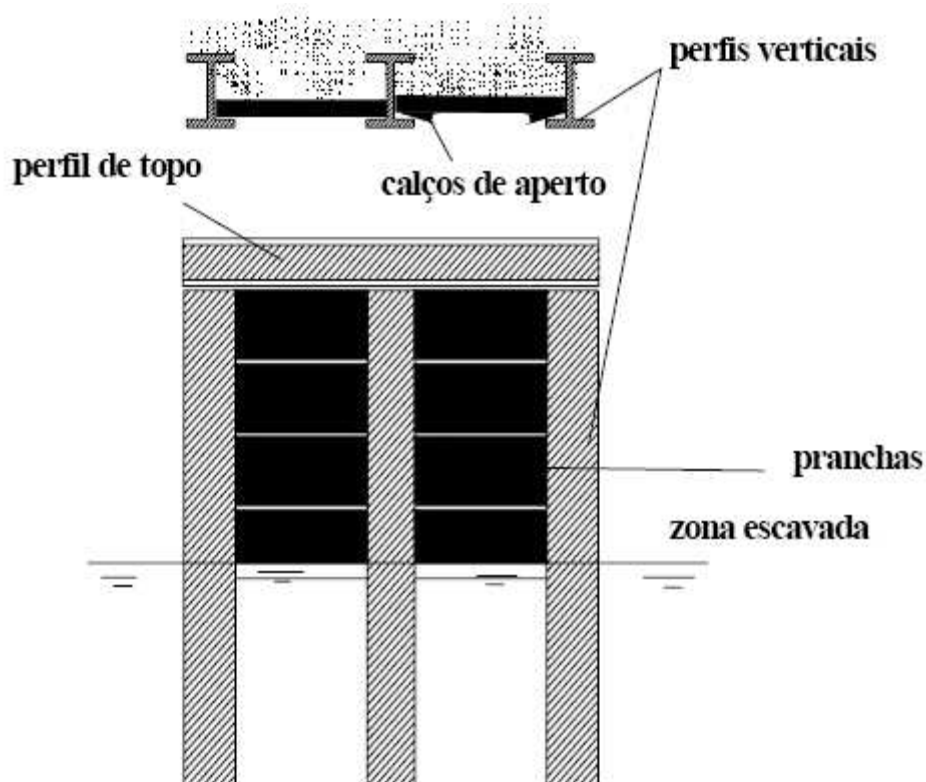


Fig. 2.10 – Cortina tipo Berlim

No dimensionamento de cortinas tipo Berlim é importante ter em conta diversas formas de ruptura de acordo com o EC7. A saber: a perda de estabilidade global por ruptura do solo de fundação; a ruptura de um elemento estrutural como uma ancoragem, uma escora, ou até eventualmente a própria cortina; a ruptura por excessiva movimentação da cortina provocando assim o colapso ou o desligamento com os perfis; por fim a ruptura por perda de equilíbrio vertical, que provocará a ruptura da base.

Passa-se agora à exposição dos materiais utilizados neste método. Para os elementos verticais, os perfis utilizados têm geralmente a forma “H” ou “T”. Em alternativa podem ser utilizados perfis tubulares, mas estes são muito menos correntes neste tipo de obra, devido à dificuldade de articulação com as pranchas. Nestes casos é sempre necessária a colocação ou fundição de perfis adicionais em forma de “T” de modo a conseguir esse objectivo. Como já se referiu, as pranchas poderão ser em madeira, metálicas ou em betão pré-fabricado, tendo objectivos de utilizações diferentes. As pranchas de madeira são utilizadas, pelas características do próprio material, em contenções de carácter eminentemente provisório. Os restantes serão utilizados quando a escavação é um pouco mais

duradoura. Ressalva-se no entanto que este tipo de estrutura, com estes materiais, deverá ser sempre abordada como provisória e nunca como definitiva. Outros materiais utilizados serão vigas, que terão igualmente a forma de perfis metálicos, que devem ser colocados no início da escavação, fixando longitudinalmente os perfis verticais. Estas vigas permitem fixar melhor a posição dos perfis verticais que, ao serem crescentemente solicitados, poderão tender a afastar-se da sua posição inicial. Em escavações profundas poderá até ser necessário colocar mais do que um nível destas vigas. Simultaneamente estas vigas poderão também servir para a fixação das ancoragens no caso de estarem previstas. Por fim, é importante não esquecer um elemento de dimensão menor mas que é importante para a estabilidade da cortina, os calços de aperto. Estes colocam-se entre o perfil metálico e as pranchas de madeira de modo a melhorar o contacto com o solo e, ao mesmo tempo, a reduzir os movimentos verticais.

A figura 11 representa esquematicamente uma cortina provisória “tipo Berlim”.

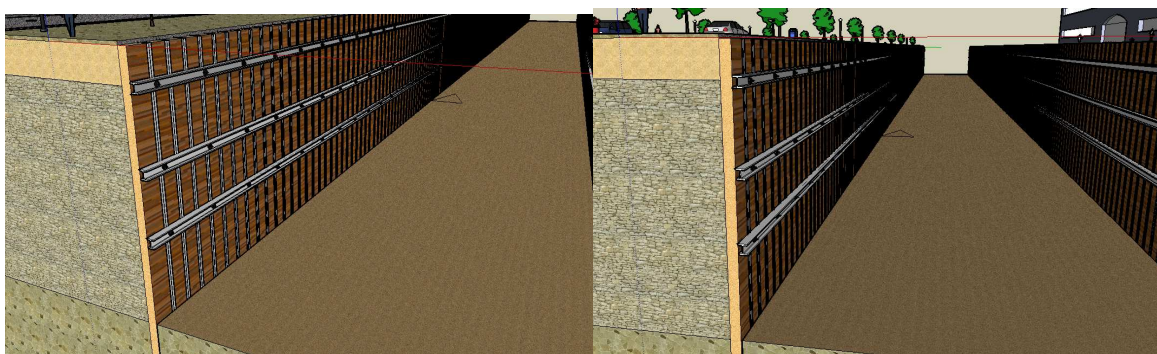


Fig. 2.11 – Esquema de cortinas “tipo Berlim”

Falando de seguida da execução destas cortinas, o processo inicia-se com a escavação, recorrendo a trado, até cerca de 2 metros. Seguidamente existem duas opções para a fixação dos perfis no terreno podendo, por um lado, proceder-se à sua cravação ou, por outro, prosseguir a escavação por trado até à profundidade de projecto e colocando-os, depois, no seu interior. Convém referir que no projecto em causa a opção tomada recaiu sobre o segundo processo descrito para instalação dos perfis.

Quando se finaliza esta operação, poderá iniciar-se a escavação. À medida que esta se desenvolve junto à cortina, vão-se colocando as pranchas entre os perfis. Estas são colocadas de cima para baixo e vão descendo até à base da escavação. Geralmente, as pranchas colocam-se no bordo interior e entre cada perfil, aproveitando o apoio fornecido pelo banzo deste. Em alternativa, a prancha pode colocar-se no exterior do perfil, com necessidade de aparafusamento. Este processo é mais complicado e exige maior especialização da mão-de-obra. A grande vantagem será o facto de as pranchas não verem limitado o seu tamanho pelo espaçamento entre perfis, isto é, uma prancha poderá correr mais do que dois perfis contíguos. No entanto, e não menos importante, é o facto de este método impedir a mobilização do efeito de arco do solo, e a consequente diminuição das tensões em determinadas zonas da cortina. Se necessário, pode proceder-se ao enchimento da zona entre a prancha e o solo, o que obrigará ao uso de espaçadores a colocar entre as pranchas, para injeção do dito material.

2.4 CORTINAS TIPO PARIS

As cortinas tipo Paris utilizam os mesmos princípios das cortinas tipo Berlim embora difiram quanto aos materiais e utilidade da estrutura. Ao invés de se utilizarem perfis metálicos, utilizam-se perfis verticais em betão armado pré-fabricado. Estes possuem armaduras de ligação que permitem posteriormente a ligação a painéis formando uma parede contínua. Ao contrário das cortinas tipo Berlim, estas, tipo Paris, têm um carácter definitivo. Em termos gerais as suas limitações são as mesmas das cortinas tipo Berlim, não sendo apropriada a sua utilização em solos pouco coesivos ou abaixo do nível freático.

2.5 CORTINAS DE ESTACAS-PRANCHA

Este tipo de cortinas executa-se cravando verticalmente perfis laminares no solo. Geralmente estes perfis são metálicos, mas poderão também ser utilizados materiais como madeira ou betão. É normalmente utilizado em escavações ou outro tipo de obras em que a interacção com o nível freático ou fluxos de água joga um papel importante. Na figura 2.12 estão presentes vários tipos de estacas-prancha.

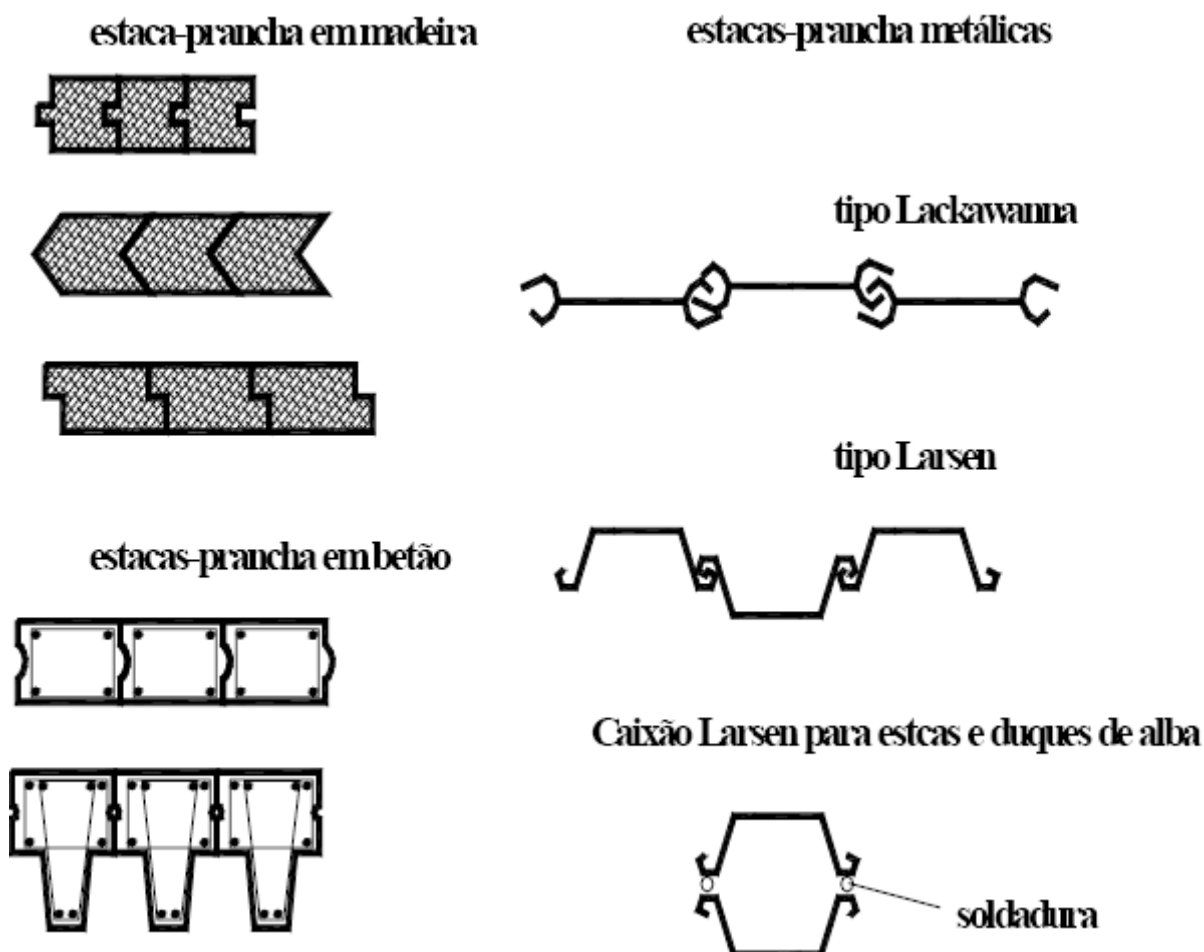


Fig. 2.12 – Tipos de estacas-prancha

As estacas prancha em madeira apresentam a grande desvantagem da sua pequena longevidade e a inapropriação para grandes profundidades, no máximo, alturas de contenção de 4 a 5 metros. Como será de esperar, as cortinas em betão armado, pré-moldado, são muito mais resistentes. No entanto, a sua cravação é mais difícil, pelo seu peso e pelo facto de sofrerem bastante ao nível da estrutura com a acção do martelo e do pilão. De facto, são as estacas-pranchas metálicas as mais utilizadas, permitem maiores alturas, podem ser utilizadas várias vezes, a sua recuperação é bastante fácil, bem como a sua instalação e cravação. São muito regulares, possuem boa estanqueidade e variabilidade de módulos de resistência. A figura 2.13 representa uma cortina de estacas-prancha com o nível freático à superfície.

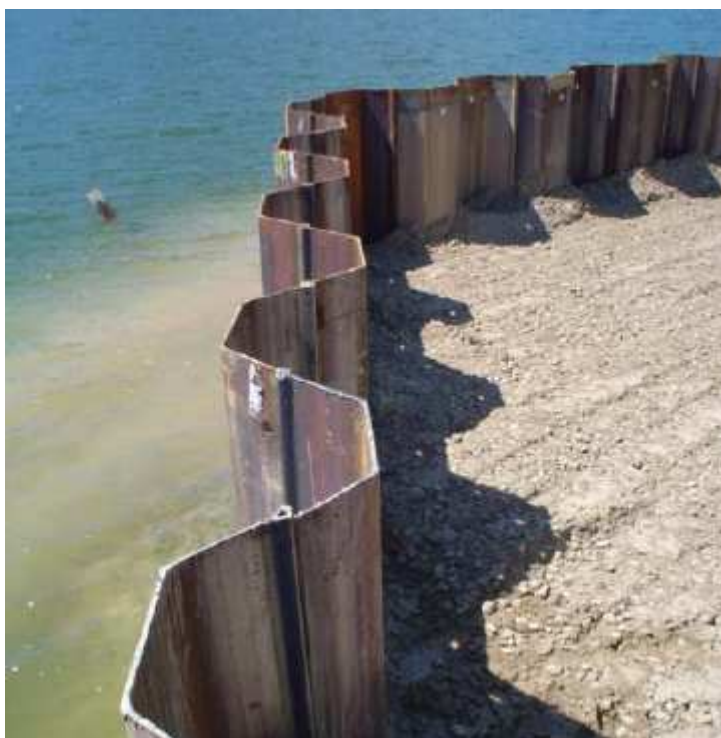


Fig. 2.13 – Cortina de estacas – prancha

As estacas – prancha têm como campo de aplicação a contenção de terras, o revestimento de taludes de obras hidráulicas, a fundação de estruturas em leitos de rio e o alinhamento da orla marítima.

Como vantagens deste tipo de contenção pode referir-se a sua adequação para praticamente qualquer tipo de terreno, nomeadamente quando o nível freático se encontra a cota alta. Por outro lado, a parede formada pelas estacas é bastante delgada pelo que ocupa muito pouco espaço. Por fim, como já foi referido, os elementos constituintes são recuperáveis podendo voltar a ser reutilizados.

2.6 CORTINAS ANCORADAS E ANCORAGENS

As cortinas ancoradas são hoje sobejamente utilizadas, são económicas e oferecem bastante segurança. O efeito da ancoragem é muito benéfico para a cortina, pois reduz significativamente os seus esforços de flexão, a ficha e ainda os deslocamentos. Este último factor é de extrema importância quando se está perante a proximidade de edifícios ou qualquer tipo de construção nas imediações da escavação.

No caso em estudo neste projecto, a solução preconizada para a escavação é precisamente a de cortinas tipo Berlim recorrendo a ancoragens. No entanto estes elementos podem ser aplicados a quase todo o

tipo de cortinas conduzindo a uma infinidade de soluções construtivas que deverão ser estudadas caso a caso.

Na execução de uma cortina ancorada, várias são as variáveis em jogo. Desde logo o tipo de solo presente no terreno da obra. Os solos poderão variar, em traços gerais, entre granulares ou coesivos. Ora, é importante referir que as ancoragens são menos eficazes em solos do tipo coesivo, já que, de um modo geral, estes possuem uma reduzida aderência e grande compressibilidade.

Também as variáveis relativas ao tipo de injeção são importantes numa obra deste tipo. São dois os tipos de injeção utilizadas, baixa ou alta pressão.

A injeção de baixa pressão, inferior a 1MPa, prevê a penetração da calda apenas nas fissuras naturais, no caso de se estar na presença de rochas. Assim se cria um bolbo de grande secção que mobiliza resistências por aderência e de ponta. Por outro lado, nos solos coesivos, como a argila, a aderência que se mobiliza é apenas uma fracção da resistência ao corte e o facto das paredes do furo não serem rígidas, poderá conduzir a deformações nessas mesmas paredes que afectam o comportamento da ancoragem.

Por outro lado, as injeções de alta pressão conduzem a resultados mais satisfatórios em qualquer tipo de solo. Poder-se-á dizer que neste caso a aderência aumenta com resistência do solo e a redução da plasticidade.

Geralmente, a definição de ancoragem, em Geotecnia, considera-a como qualquer elemento estrutural que é capaz de transmitir a um estrato portante um esforço de tracção que lhe é aplicado. Uma descrição esquemática destes elementos apresenta-se na figura 2.14.

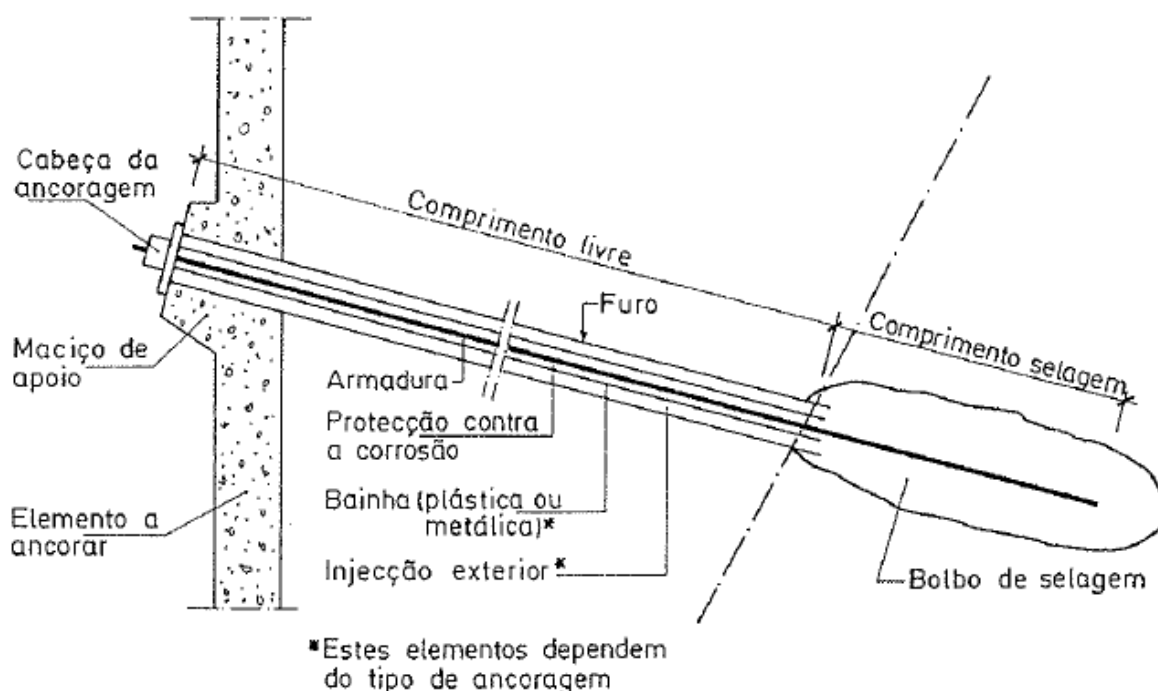


Fig. 2.14 – Ancoragem pré esforçada tipo (Matos Fernandes, 1990)

Este assunto das ancoragens é bastante vasto. Envolve tecnologias de execução bastante concretas e apuradas. As empresas que as executam deverão ter o “know-how” indispensável. Temas como a

protecção contra a corrosão e os diversos ensaios de carga são importantes e exigem bastante especialização.

Revelador da complexidade deste tema é o facto de ser o tipo de obra geotécnica que mais tem suscitado a publicação de normas e recomendações oficiais e oficiosas. Este facto deriva de diversos factores intrínsecos à própria função da ancoragem. Ela deve exhibir um bom comportamento mecânico bem como a durabilidade requerida, necessitando para isso, como já foi referido, de mão-de-obra especializada nesta área específica. Não é demais lembrar que o principal elemento resistente, a armadura, se encontra num meio bastante adverso, potenciador da sua corrosão. Este facto ganha ainda mais relevância se tivermos em conta as reduzidas secções da armadura. Ora, como são elementos estruturais enterrados, a sua inspecção é praticamente impossível e desse modo não é viável aferir o estado de conservação de uma ancoragem ao longo do tempo. Por fim, as consequências da ruptura de uma ancoragem podem ser bastante graves. A quebra de uma ancoragem é sempre frágil, brusca, e como estão grandes tensões em jogo, esta pode ocasionar o colapso de toda a estrutura, com consequências possivelmente muito graves.

A realização de uma ancoragem envolve determinadas fases. Inicia-se com a abertura do furo. Em complemento desta, poder-se-ão revestir as paredes com tubos protectores. De seguida, coloca-se a armadura no furo. Esta deverá ser colocada no seu eixo, recorrendo para isso a centralizadores. Após esta fase, coloca-se um obturador na fronteira entre o comprimento livre e o futuro bolbo de selagem e injecta-se, nesse espaço, calda de cimento a alta pressão. Assim se solidariza a armadura ao maciço. Depois pré-esforça-se a armadura e bloqueia-se na cabeça da ancoragem. Por fim, o restante comprimento da armadura é também preenchido com calda de cimento.

Vários factores intervêm neste processo. Factores esses que variam com a tecnologia aplicada, o solo em questão e a própria durabilidade da armadura. É importante referir que uma ancoragem é considerada provisória quando a sua “vida útil” não excede os 2 anos. Uma ancoragem mais duradoura será considerada definitiva. No projecto em análise neste trabalho, a ancoragem é provisória. Finda a conclusão da estrutura da estação de metro, bem como das trincheiras de acesso, procede-se ao aterro da zona envolvente destas estruturas. À medida que este aterro se processa, as ancoragens vão sendo desactivadas e as pranchas de madeira retiradas. Na realidade, os perfis verticais nunca chegaram a ser retirados, embora o seu reaproveitamento fosse teoricamente possível. Procedeu-se apenas ao corte da secção dos perfis, no topo dos mesmos, e, por cima destes, executou-se o arranjo urbanístico da superfície.

Mas voltando ao tema das ancoragens, com as tecnologias actualmente existentes, estas podem-se utilizar em praticamente qualquer tipo de solos, no entanto, como já se referiu, em determinados solos coesivos, como argilas moles e médias, ainda não é viável a sua execução. São correntes tracções de 500 a 700 kN em solos argilosos e mais de 1000 kN em solos arenosos compactos.

Analisa-se agora a relação tracção-deslocamentos nas ancoragens de acordo com o estudo realizado por Matos Fernandes (1990). Na figura 2.15 a), o ponto P representa a cabeça da ancoragem, o ponto Q, a fronteira entre o comprimento livre e o bolbo de selagem, e o ponto R o limite do bolbo de selagem; E representa o módulo de elasticidade, A área da secção transversal da armadura e l_f o seu comprimento livre. Reflectindo sobre o diagrama que relaciona as tracções aplicadas na cabeça da ancoragem, T, e os deslocamentos absolutos medidos na armadura no mesmo ponto, d. A tracção necessária para esticar a armadura, T_0 , é aquela com que se inicia o diagrama. Geralmente considera-se T_0 igual a $0,1 T_l$, em que T_l representa a tracção que introduz na armadura o limite elástico a 0,1%.

No caso limite de a amarração do bolbo de selagem impedir o ponto Q de se deslocar, o diagrama obtido, para tracções inferiores às permitidas pelo limite elástico do aço, seria a seguinte recta:

$$T - T_0 = \frac{EA}{l_t} d \quad (2.1)$$

Essa recta é a que está representada a traço ponto na figura 2.16 b) e é designada por diagrama teórico da ancoragem sendo o seu declive designado por K_t .

$$K_t = \frac{EA}{l_t} \quad (2.2)$$

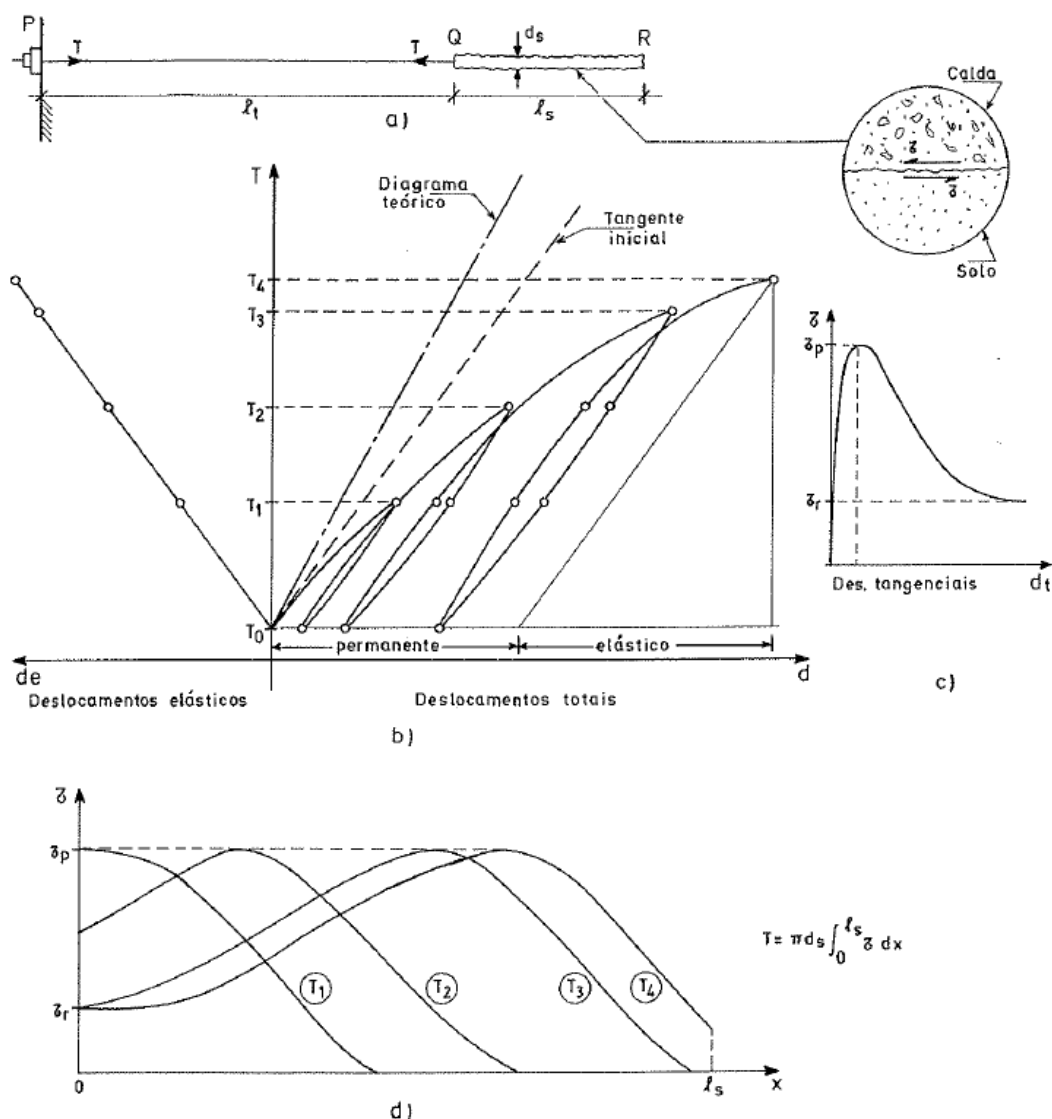


Fig. 2.15 – Comportamento mecânico de uma ancoragem: a) ancoragem genérica; b) diagrama típico tracções deslocamentos; c) comportamento da interface bolbo de selagem-maço; d) distribuição das tensões tangenciais na interface bolbo-maço para vários escalões de carga (Matos Fernandes, 1990).

Se, aos deslocamentos anteriores, forem adicionados os deslocamentos elásticos para lá do ponto Q, ou seja, no bolbo de selagem e no maciço envolvente, considerando-os solidarizados, obter-se-ia o diagrama a traço-interrompido. Neste caso, o declive da recta representativa, K_i , é, como seria de esperar, inferior a K_i .

No entanto, o diagrama que se verifica na realidade é o representado a traço cheio. Se no início ambos os gráficos se tangenciam, à medida que a ancoragem é solicitada, ocorrem deslocamentos relativos entre o bolbo e o maciço. Ora, este facto conduz a deformações plásticas que contribuem para o afastamento progressivo entre os dois diagramas. Assim sendo, a rigidez exibida pela ancoragem será a rigidez de serviço, K_w , tangente ao diagrama em cada ponto e que corresponde a valores genéricos de tracção de serviço designados por T_w .

O diagrama tenderá, no final, para o valor de tracção correspondente à ruptura por deslizamento do bolbo, relativamente ao maciço envolvente, isto, na condição óbvia de, até esse ponto, não se ter atingido a ruptura da própria armadura.

Experimentando agora, por hipótese, ciclos de descarga, o comportamento exibido pela ancoragem, como se pode confirmar na Figura 2.15 b), é praticamente linear. O declive apresentado na descarga é designado por rigidez de descarga-recarga, K_{ur} , sendo independente do nível de tracção no início do ciclo. Repare-se que, para várias tensões iniciais, o declive é sempre muito próximo e de valor semelhante a K_i .

Passando agora à questão da resistência na interface bolbo-maciço, pode dizer-se que é esta que equilibra a força T aplicada no ponto Q. A mobilização de forças tangenciais nessa interface é feita pelos sucessivos deslocamentos relativos que ocorrem entre o bolbo e o maciço envolvente. Os estudos de Burland (1963), Farmer et al. (1971), Reese et al. (1973) e Matos Fernandes (1983); demonstram que a resistência ao corte para cada ponto se mobiliza na sua totalidade para deslocamentos ínfimos, na ordem dos milímetros. Assim se pode compreender que a distribuição das forças tangenciais ao longo da interface está longe de ser uniforme, variando entre os vários níveis de carregamento. O comportamento atrás referido pode ser mais facilmente compreendido pela observação da figura 2.15 d). Em cada carregamento mobilizam-se zonas diferenciadas do bolbo. Inicialmente a resistência é apenas mobilizada na zona anterior do bolbo de selagem. Os seguintes escalões de carga mobilizam zonas sucessivamente mais extensas do bolbo, desde que os valores da tensão atingidos potenciem esse efeito. De um modo geral as interfaces exibem uma quebra após o pico, figura 2.15 c), desde que a resistência seja mobilizada nas zonas mais afastadas do bolbo. Nas outras zonas os deslocamentos relativos são superiores, resultando daí a mobilização de forças inferiores. Assim se podem tirar duas conclusões sobre o comportamento das ancoragens. O comprimento de selagem não é, a partir de certo ponto, muito significativo para a resistência à tracção da ancoragem. Isto acontece porque, atingido certo valor, a tracção de ruptura não cresce proporcionalmente com o comprimento do bolbo. Por outro lado, os deslocamentos ocorridos na cabeça da ancoragem decorrentes da mobilização da resistência na interface bolbo-maciço são significativamente menores em comparação com os resultantes da deformação elástica no tirante (Matos Fernandes, 1990).

No dimensionamento de uma ancoragem pré-esforçada não intervêm apenas factores de ordem resistente, isto é, relativos ao comportamento mecânico dos materiais. É também essencial ter em conta factores de ordem geométrica que afectam o modo de colocação das ancoragens no terreno. Exemplos de grandezas que intervêm nesse tipo de dimensionamento são a inclinação e o comportamento total da ancoragem.

Em termos teóricos, a posição ideal de uma ancoragem seria na horizontal. Repare-se que apenas a componente horizontal do pré-esforço é útil. O facto de as ancoragens não poderem ser construídas na horizontal prende-se com questões relacionadas com a execução do furo e da introdução das caldas. De um modo geral, as inclinações inferiores a 10/15° são inviáveis. Pelo contrário, inclinações entre os 20° e 45° são bastante correntes e em alguns casos os ângulos são até superiores a estes valores.

A razão da adopção corrente destes intervalos tem a ver com condicionalismos relativos à presença de estruturas na vizinhança da escavação. A existência de fundações, caves, túneis e condutas restringe, obviamente, a posição das ancoragens. Por outro lado, os estratos mais resistentes e adequados para a colocação do bolbo de selagem encontram-se na maioria dos casos em profundidades inferiores às da cabeça da ancoragem. Para terminar, é também importante ter em conta que, quando se quer atingir um determinado estrato, existem duas opções que é necessário balancear. Ou se opta por um comprimento maior de ancoragem correspondente uma menor inclinação, ou se encurta o comprimento e aumenta a inclinação.

A colocação das ancoragens deve, por tudo o que foi descrito, obedecer a determinados requisitos, preconizados por Littlejohn (1972) e Ostermayer (1976) e que se resumem na figura 2.16.

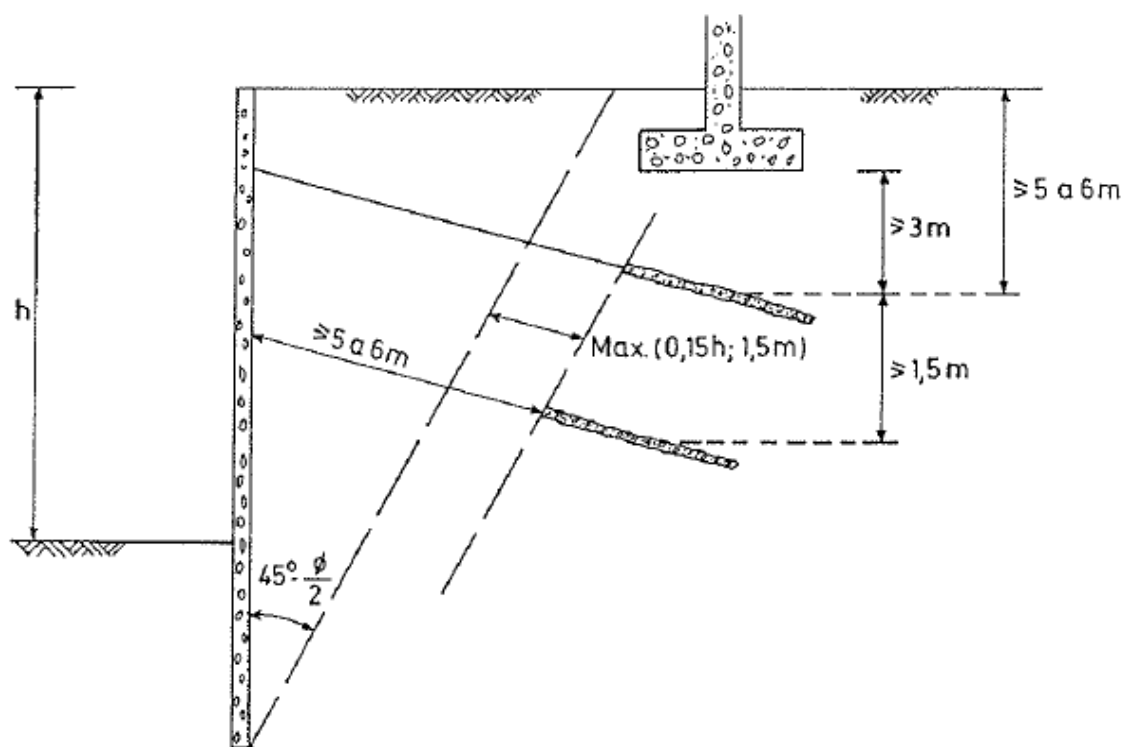


Fig. 2.16 – Condicionalismos a respeitar na localização de ancoragens pré-esforçadas (Matos Fernandes, 1990)

Descrevendo o que se observa na figura, os bolbos de selagem deverão ser instalados sempre fora da cunha de impulso activo, as zonas de selagem devem situar-se a uma profundidade mínima de 5 a 6 m e a distância mínima às fundações deverá ser de 3 m. Estes dois requisitos prendem-se com o facto de as elevadas pressões de injeção da calda poderem interferir com elementos próximos. O afastamento entre bolbos deverá ser no mínimo de 1,5 m, visto que poderá existir interferência também por via das pressões induzidas no maciço pela calda sob pressão. Por fim, existe ainda um requisito relativo ao comprimento livre da ancoragem: este não deverá ser inferior a 5 a 6 metros.

Normalmente o diâmetro das ancoragens andarà à volta dos 10 a 15 cm. Este valor é influenciado pelos equipamentos de furação disponíveis no mercado. No entanto, aquando da injeção da calda sob pressão, o diâmetro do furo poderá sofrer alterações na sua secção.

Por fim, para o comprimento do bolbo de selagem, desaconselham-se valores inferiores a 3 metros.

A tracção admissível de uma ancoragem, T_a , constitui a máxima força que pode ser aplicada durante a vida útil, ou seja, a tracção de serviço máxima. O pré-esforço representa, por outro lado, a tracção de serviço inicial. A tracção admissível é calculada através da afectação de coeficientes de segurança aos valores das tensões correspondentes aos estados limites últimos de resistência e utilização. Ora, estes coeficientes de segurança são adoptados de diferentes modos nos diversos países obedecendo a normas e recomendações específicas. O intervalo de valores, para estes coeficientes, mais utilizado será o que se encontra no quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Intervalos de coeficientes de segurança mais utilizados

Estado Limite	Coeficientes de Segurança
Ruptura da armadura	1,33 a 1,67
Deslizamento no contacto selagem-macço	1,33 a 2,00
Fluência no contacto selagem-macço	1,10 a 2,00

Devido ao facto de existir grande variabilidade nos factores que influenciam a evolução dos esforços nas ancoragens, é difícil estimar um coeficiente que estime com fiabilidade o esforço máximo de serviço. Os esforços que se mobilizam nas ancoragens são influenciados pela profundidade, pela resistência do solo, pelo estado de tensão inicial do macço, e também pelo nível de pré-esforço e a sua distribuição.

Assim, com base em modelos de cálculo disponíveis ou na experiência em obras do mesmo tipo, dever-se-á obter uma estimativa para a variação percentual dos esforços nas ancoragens, que permita um dimensionamento com o melhor compromisso entre segurança e economia. Este processo é, geralmente, bastante iterativo. Começa-se por ajustar o diagrama de pré-esforço que melhor se adequa ao problema. De seguida define-se a malha de ancoragens. Aqui se fixam as distâncias entre ancoragens, os seus afastamentos horizontais e verticais. É importante que as distâncias entre ancoragens na horizontal e na vertical não sejam demasiado diferentes já que, caso contrário, isso terá efeitos negativos nos esforços estruturais na cortina e criará pontos de concentração de tensões e de deformações no macço.

Todas as obras que recorrem a pré-esforço deverão ser analisadas por via de ensaios prévios. As normas que regem estes ensaios estão nos mesmos documentos já citados anteriormente, tal como o EC7. Deve ser aplicado este programa às primeiras dez ancoragens ensaiadas e, a partir destas, para uma ancoragem em cada dez. Para as restantes ancoragens os ensaios de recepção preconizados deverão ser simplificados. Mede-se apenas, nesse caso, os deslocamentos para o máximo escalão de carga e em que se proceda depois à blocagem para o pré-esforço de projecto.

Este tipo de ensaios são muito importantes. Eles garantem a competência da ancoragem para suportar a carga máxima prevista. Facilitam a instalação do pré-esforço de projecto, visto que a blocagem conduz ao decréscimo do esforço instalado antes da sua realização. Além disso, o comportamento da ancoragem nas seguintes fases será mais favorável, exibindo maior rigidez axial comparativamente

com a situação em que a ancoragem nunca tivesse sido solicitada para valores acima do seu pré-esforço.

2.7 O MÉTODO “ CUT & COVER”

A obra em análise nesta tese, a Estação de Metro Pólo Universitário, insere-se no vasto programa de obras públicas que se realizaram nos últimos anos de modo a concluir a primeira fase da rede de metropolitano ligeiro da área metropolitana do Porto. Esta rede possui cerca de 70 km, compreendendo na parte enterrada 11 estações, das quais 5 foram executadas segundo técnicas mineiras e as restantes 6 seguindo o método “cut and cover”. É de referir também que dois túneis foram executados com recurso a tuneladoras TBM-EPB.

A construção destas obras enterradas passou por imensas dificuldades, já que o traçado atravessa áreas urbanas densamente edificadas e maciços graníticos bastante heterogéneos.

Existem 3 métodos construtivos principais para a execução de túneis. Em túneis mineiros os processos mais utilizados são o método TBM (Tunneling boring machine), e NATM (New austrian tunneling method). Em túneis não mineiros, como o que se apresenta no projecto em estudo nesta tese, a solução mais utilizada denomina-se “cut and cover”.

O “cut and cover” é um método simples para a construção de túneis de profundidade reduzida em que inicialmente se escava uma trincheira e posteriormente se executa uma estrutura no fundo da escavação, que é por fim recoberta por aterro. Deste modo, dependendo do material de aterro, a estrutura subterrânea terá de ser dimensionada para suportar o peso das terras bem como de sobrecargas à superfície. Portanto a característica fundamental deste método é permitir a construção do túnel a partir da superfície tal como se esquematiza na figura 2.17.



Fig. 2.17 – Faseamento construtivo genérico de uma construção pelo método cut and cover

Existem duas formas de executar túneis pelo processo “cut and cover”.

Método “Bottom-up” (de baixo para cima): nesta hipótese a escavação é executada na totalidade antes de se construir a estrutura do túnel. Dessa forma é essencial desenvolver uma contenção de terras provisória durante a construção da secção do túnel. No final, esta contenção pode ser desactivada. Os pesos das terras serão suportados pela estrutura. São essenciais os cuidados com a compactação do aterro que cobrirá o túnel. Imperfeições ocorridas nesta fase podem conduzir a importantes assentamentos à superfície e criar zonas susceptíveis à percolação, que poderão afectar as estruturas por efeitos de erosão.

O túnel pode ser construído recorrendo a peças de betão pré-fabricadas ou em alternativa betonado “in-situ”. Podem também ser utilizados elementos metálicos. Esta hipótese tem a desvantagem do material necessitar de tratamento anti-corrosão devido ao ambiente desfavorável em que será instalado. Também se encontram túneis, construídos segundo esta técnica, em alvenaria. No entanto, hoje em dia, este material de construção não é tão habitual.

É de referir que a estação de metro Pólo Universitário foi construída segundo este método “Bottom-up”.

Na figura 2.18 mostra-se uma fotografia da construção do metro de Paris segundo o método “cut and cover”.



Fig. 2.18 – Construção do metro de Paris (1902-1910) segundo o método “cut and cover”

Em alternativa a este surge o processo “Top-down” (de cima para baixo). Neste método as paredes laterais e a laje de cobertura são executadas a partir da superfície. Inicialmente escava-se um fosso, recorrendo a estabilização eventual por bentonite, para posteriormente se executarem as paredes betonando desde a superfície. Em alternativa poderão também executar-se estacas tangentes desde a superfície ou qualquer outro método. Após a construção das paredes executa-se a cobertura, solidarizada com as paredes. Essa parte poderá requerer uma pequena escavação já que frequentemente o nível da cobertura não é coincidente com o nível da superfície do terreno natural. Este método tem a vantagem de não interferir com o trânsito à superfície na escala em que o método “Bottom-up” interfere. O facto de a cobertura ser executada numa fase inicial permitirá a rápida restituição dos serviços à superfície sejam eles de saneamento, telecomunicações e, talvez o mais importante, o restabelecimento do trânsito pedestre e mesmo automóvel. A cobertura será executada logicamente deixando pelo menos uma porção a descoberto. Por aí entrarão as máquinas que escavarão a secção do interior da estrutura. Nessa fase proceder-se-á à remoção das terras no interior da secção e no final a execução do fundo do túnel, nomeadamente com a construção da laje de fundo.

2.8 OBSERVAÇÃO DE ESCAVAÇÕES EM MEIO URBANO

Por observação entende-se qualquer acção que tenha por objectivo esclarecer variados aspectos relativos ao comportamento de uma determinada obra. Para tal, recorre-se geralmente à instrumentação, quer dizer, à instalação dos equipamentos de modo a quantificar grandezas definidas de antemão. Sendo assim, a observação inclui não só a instrumentação mas também a inspecção visual.

A observação das escavações em meio urbano é de grande importância. Uma obra do tipo em estudo, que envolve uma escavação recorrendo a uma cortina provisória ancorada, tem necessariamente de ser continuamente observada e monitorizada. A ruptura da estrutura de contenção pode ocasionar inúmeros danos materiais e humanos. Além disso, esta pode ocorrer sem grandes sinais de aviso, pelo que a mera observação visual não é suficiente. Acresce o facto de nas proximidades da escavação se encontrarem muitas vezes edifícios. Uma ruptura na cortina de contenção poderá também instabilizar as fundações de edifícios vizinhos e eventualmente conduzir ao colapso dessas estruturas.

Em certas condições, as actividades de observação deverão ser iniciadas o mais cedo possível, podendo mesmo, em alguns casos, anteceder o descrito no chamado Projecto de Execução. Incluem-se nestas situações obras que atravessem zonas críticas ou terrenos instáveis.

As situações críticas podem ser evitadas pela prévia realização de estudos relativos ao potencial de interacção entre os solos e as estruturas a construir. Estes trabalhos deverão realizar-se ainda na fase de Projecto de Execução e deve compreender a análise das interacções terreno-infra-estruturas projectadas, na medida em que estas provocam descompressões, cargas adicionais, alterações nos níveis freáticos. Por outro lado devem ser também analisados os efeitos do terreno sobre a obra como por exemplo os impulsos adicionais, deformações ou variação de tensões nas ancoragens. Uma análise deste tipo permitirá ao projectista perceber quais os pontos críticos da obra e, como tal, promover a observação de determinadas componentes da construção, mais sensíveis.

Podem definir-se duas fases na observação de obras: a observação de curto prazo e a observação de longo prazo. A primeira desenrola-se durante a construção e termina com a recepção da obra. Esta tem por objectivo avaliar a conformidade entre os comportamentos modelados e os comportamentos reais das estruturas. Nesta fase, a rápida observação dos fenómenos permite a adaptação do projecto através do método observacional, sendo que os dispositivos de observação devem estar previstos num quadro de análise de acidentes e (ou) incidentes. O projecto deve por isso possuir um carácter flexível para que a qualquer momento possam ser introduzidas as alterações ajustadas às condições reais da obra. O mesmo se poderá dizer em relação ao sistema de observação da obra que poderá também ser alterado em conformidade com as ocorrências que se venham a verificar

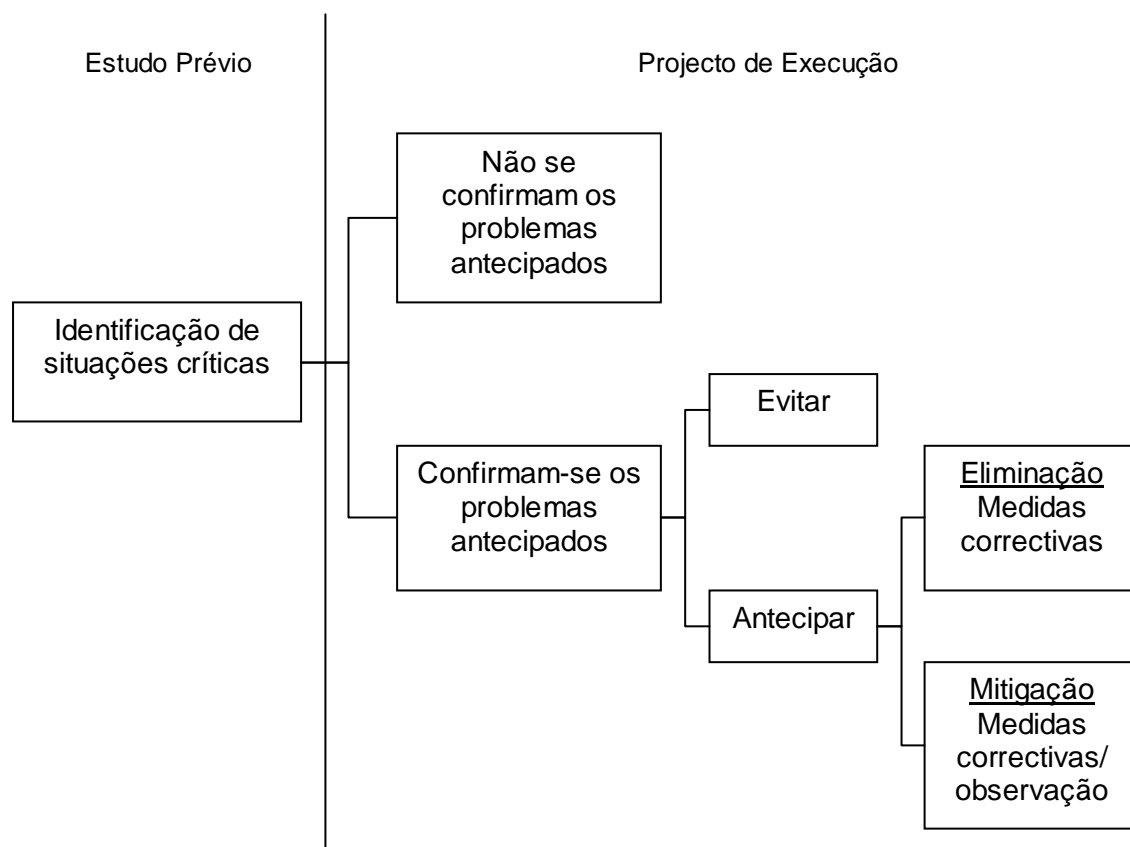


Fig. 2.19 – Processo de decisão sobre mecanismos de previsão/ observação em fase de projecto

A figura 2.19 esquematiza o processo de decisão sobre os mecanismos de observação em fase de projecto.

Por outro lado, surge a observação a longo prazo, que se deverá estender por toda a vida útil da obra e desse modo permitirá acompanhar o seu comportamento avaliando de forma permanente as condições de segurança e a eventual necessidade de efectuar intervenções de reparação ou manutenção.

Pelo descrito anteriormente compreende-se a importância de aferir continuamente grandezas como deslocamentos, convergências, fendas, forças, temperatura, pressões de água, posição do nível freático e vibrações.

Começando pela aferição dos deslocamentos, estes poderão ser também de vários tipos, a saber: horizontais da cortina e do maciço ao longo de uma linha vertical, horizontais de estruturas vizinhas, verticais de estruturas vizinhas, verticais na superfície do terreno e, por fim, verticais em diferentes pontos do maciço ao longo de uma linha vertical. Para medir deslocamentos no maciço ao longo de uma linha vertical, utilizam-se inclinómetros. Para os restantes, o método mais eficaz é o topográfico. Pode-se ainda destacar a hipótese de colocação de uma bateria de varões extensométricos a utilizar na última situação descrita referente aos deslocamentos verticais no maciço, em diversos pontos, ao longo de uma linha vertical. Estes processos requerem a instalação de marcas topográficas na superfície do terreno, nas estruturas vizinhas e nos elementos da cortina bem como a execução de furos de sondagem para posterior colocação dos inclinómetros representados na figura 2.20.



Fig. 2.20 – Inclinómetro

Quanto à medição das convergências, elas devem medir-se entre dois pontos quaisquer de um elemento estrutural. Para isso é necessário recorrer a métodos topográficos ou a um medidor de convergências como a fita de invar. Como exemplo de aplicação poderá sugerir-se a aplicação deste método em vigas de coroamento paralelas.

A medição de fendas é também de extrema importância. Parâmetros como a sua largura e evolução com o tempo são essenciais para o controlo da obra. As fendas observam-se em elementos da própria contenção e nas estruturas vizinhas. Utilizam-se, para aferir este parâmetro, as réguas de fendas e os testemunhos de gesso apresentados na figura 2.21. Ambas as técnicas são aplicadas directamente nas fendas a observar. Principalmente em zonas urbanas este processo permite aferir consequências da escavação em estruturas vizinhas.



Fig. 2.21 – Medidores de fendas

A força e os esforços de tracção ou compressão nos elementos também devem ser monitorizados. Estas grandezas são medidas com células de carga (hidráulicas, eléctricas de resistência e corda vibrante) e ainda através de extensómetros. Estes elementos são mais comumente colocados nas cabeças das ancoragens, entre a cortina e as escoras ou, no caso dos extensómetros, no corpo da escora.

A temperatura deve também ser controlada por intermédio, claro está, de termómetros e a sua influência é prioritária nas escoras. Como é sabido, a variação de volume dos materiais, provocado por oscilações na temperatura, conduz a alterações nos esforços das estruturas. Pela sua exposição e vulnerabilidade a fenómenos de variação de temperatura, as escoras são mais atreitas aos efeitos deste factor. No caso, menos habitual, das escoras serem realizadas em betão armado, as variações da temperatura terão consequências na fendilhação destas estruturas. Ora, como é sabido do estudo de estruturas em betão, a fendilhação provoca a corrosão das armaduras além de ver diminuída a sua capacidade resistente.

Passando agora às medições das pressões de água. Este parâmetro é calculado com o auxílio de piezómetros hidráulicos e eléctricos (Fig. 2.22) colocados em furos de sondagem na envolvente da escavação.



Fig. 2.22 – Piezómetro eléctrico

A aferição desta grandeza está muito ligada à detecção da posição do nível freático. Recorre-se para isso, tal como nas pressões de água, a piezómetros ou, ainda mais simples, a células eléctricas, colocadas também em furos de sondagem. Conforme tudo o que já foi dito nesta tese, o nível freático joga um papel fundamental na contenção de escavações. Por um lado, as cortinas tipo Berlim, utilizadas na construção da estação em estudo, são permeáveis. Recorde-se que as pranchas de madeira e os restantes elementos estruturais estão longe de ser estanques já que não estão solidarizados. Assim se conclui a importância de controlar bem a posição do nível freático. A subida deste para o nível da escavação provocaria a instabilidade da cortina e a inundação do fundo da escavação. Por outro lado, neste tipo de contenção, o facto de não estarem presentes as pressões hidrostáticas, corresponde a um

grande alívio em termos de esforços para a estrutura com o consequente benefício económico na escolha dos materiais.

Por fim, na monitorização das escavações em meio urbano, devem também medir-se as vibrações sentidas nas estruturas vizinhas, suscitadas pela escavação e execução da cortina. Esta grandeza é aferida recorrendo a sensores de velocidade ou aceleração. Mais uma vez, esta medição permite controlar os efeitos da obra nos edifícios próximos e assim precaver eventuais patologias ou consequências de maior monta na vizinhança da obra.

3

CONDICIONANTES DO PROJECTO

3.1 CONDICIONANTES DE TRAÇADO

O traçado em planta da estação desenvolve-se, praticamente na sua totalidade, em alinhamento recto, nomeadamente entre os Pk's 711,768 e 776,620 do Troço Salgueiros – Pólo Universitário e os Pk's 0,000 e 51,180 do troço Pólo Universitário – I.P.O.. Apenas num pequeno troço, localizado no início da estação do lado sul, o traçado apresenta duas curvas de transição e uma curva à direita. Respectivamente, as curvas de transição localizam-se nos Pk's 694,904 a 697,658 e Pk's 699,768 a 711,768, e a curva à direita nos Pk's 697,658 a 699,768.

Quanto ao traçado em perfil longitudinal, este desenvolve-se segundo uma curva côncava, com raio igual a 1500 m, localizada nos Pk's 738,580 a 51,180 (do troço seguinte, correspondente ao final da estação de metro).

3.2 CONDICIONANTES DE VIA-PLATAFORMA

Este ponto expõe as condicionantes que influenciam a largura da estação e consequentemente as dimensões da escavação. O Projecto da Via impõe determinadas condições para a secção transversal da estação. Esta deverá permitir a implantação de uma plataforma constituída por 2 vias laterais, um cais central com 6 metros de largura e ainda a colocação, nas extremidades, de canais de cabos. Em acréscimo aos elementos discriminados, deve considerar-se a espessura das paredes interiores, prevista no projecto de arquitectura. No total, a largura entre faces internas das paredes laterais será de 14,08 metros.

Quanto às dimensões relativas à altura da secção, a distância interior livre, localizada entre a face superior da laje de fundo e a face inferior da laje da zona técnica, deverá ser de pelo menos 5 m. Este valor corresponde à soma de várias parcelas. A saber: 0,50 m desde a face superior da laje de fundo até ao topo do carril e 4,50 m relativos ao *gabarit* vertical. Estas medidas são relativas à via mais desfavorável, em cada caso. O corte transversal tipo apresenta-se na figura 3.1.

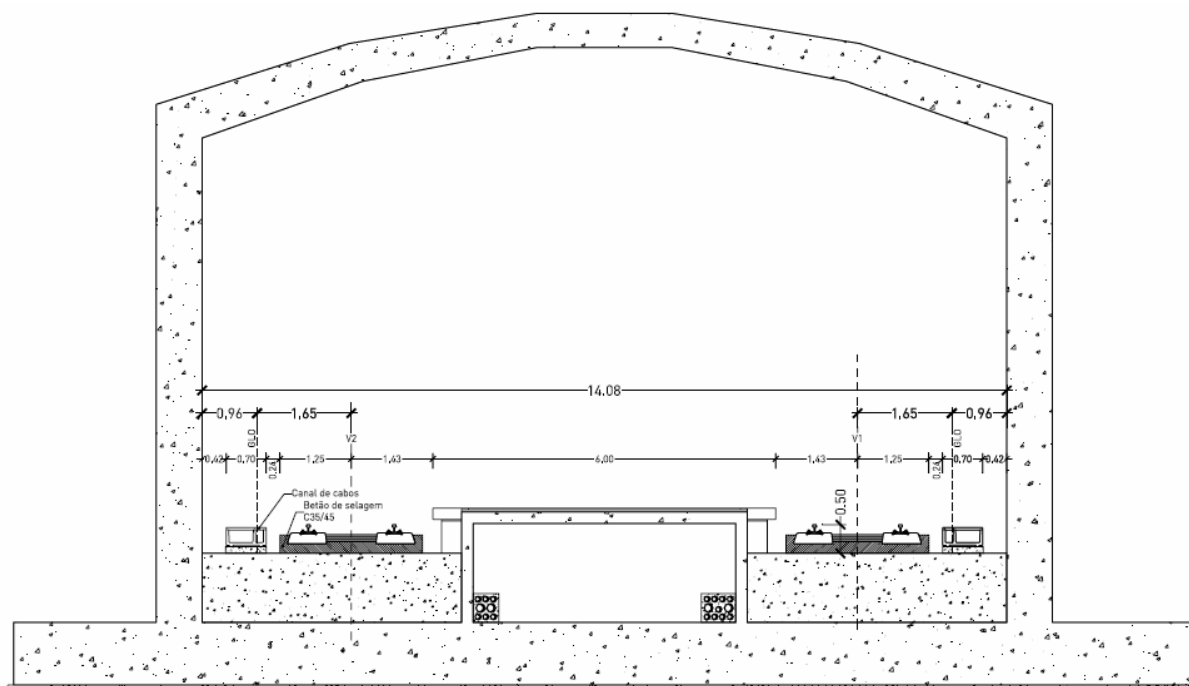


Fig. 3.1 – Corte transversal tipo da Estação

3.3 CONDICIONAMENTOS TOPOGRÁFICOS

As características topográficas do local terão particular influência na altura de escavação exigida para implantar a obra. Deste modo, destacam-se as cotas do terreno natural, medidas na vertical do eixo da via 1. A altura de escavação vai variar entre o valor máximo de 13,30 m, (110,800 – cota do terreno natural e 97,500 – cota da base de escavação) localizado no Pk 727,500 e o valor mínimo de 8,511 m, (108,641 – cota do terreno natural e 100,130 – cota da base de escavação) localizado no final da estação no Pk 51,180 (relativo ao troço seguinte).

3.4 CONDICIONAMENTOS GEOTÉCNICOS

A construção da estação de metro, como obra de carácter geotécnico que é, exigiu a execução de ensaios para averiguar as características do solo onde está implantada. Todo o processo de estudos geológico-geotécnicos conduziu a um zonamento do solo constituído por 6 horizontes geotécnicos, G1 a G6.

O horizonte geotécnico G1 é constituído pelas formações de superfície, bastante descomprimidas. Dele fazem parte aterros, depósitos de natureza aluvionar e solos residuais. Os valores de $N_{(SPT)}$ característicos deste horizonte são inferiores a 10.

O horizonte geotécnico G2 é formado por solos residuais de granito medianamente compactos. Os valores de $N_{(SPT)}$ característicos variam entre 10 e 30.

Quanto ao horizonte G3, este inclui solos residuais compactos e de transição para o maciço decomposto. Os valores de $N_{(SPT)}$ presentes aqui são na ordem das 30 a 50 pancadas.

O horizonte G4 é constituído por solos residuais muito compactos ou maciço muito alterado (W5). Os valores $N_{(SPT)}$ desta camada são em regra superiores a 50.

O horizonte geotécnico G5 é formado pelo maciço granítico alterado (W4).

Por fim, o horizonte G6, que corresponde ao maciço granítico medianamente alterado (W3).

Pelas razões já referidas no capítulo anterior deste trabalho, o nível freático deve ser correctamente monitorizado. A sua posição deve ser bem definida de modo a prever tanto o nível de abaixamento requerido para execução da obra, como o seu comportamento e variabilidade. Para tal, foram instalados piezómetros no interior de furos de sondagem, de acordo com o preconizado no plano genérico de monitorização de obras em meio urbano, e foram observados os níveis no período compreendido entre 10 de Abril de 2002 e 6 de Maio de 2003. O nível freático atingiu a cota máxima de 107,94, em 3 de Janeiro de 2003, na sondagem SPU1. O nível máximo medido na sondagem SPU3 ocorreu para a cota 107,77 no mesmo dia 3 de Janeiro de 2003. Por fim, um pouco menor o valor lido na última sondagem equipada para o efeito, SPU6, com o nível freático a situar-se à cota 105,22 no dia 6 de Março de 2003.

No final, concluiu-se que a amplitude de variação para o piezómetro em SPU1 foi de 1,97 m ($\Delta 107,94 - 105,97$), para o piezómetro em SPU3 a variação foi de 1,80 m ($\Delta 107,77 - 105,97$) e por fim, para o piezómetro instalado na sondagem SPU6 a variação atingiu o valor de 0,77 m ($\Delta 105,22 - 104,45$).

3.5 CONDICIONANTES DE INSERÇÃO URBANA

Estes condicionantes estão presentes no Projecto de Inserção Urbana-Arranjos Exteriores à Superfície. Segundo este projecto, a estação será coberta em toda a extensão, com excepção das zonas de acesso. As condicionantes do projecto têm essencialmente efeito no valor das pressões de terras que actuarão sobre a cortina e sobre a estrutura da estação, tanto paredes laterais como cobertura. Por outro lado, estas pressões terão algum efeito favorável já que actuarão do lado da segurança na verificação do fenómeno de *Uplift*.

3.6 CONDICIONANTES DEVIDOS A ESTRUTURAS E INFRA-ESTRUTURAS VIZINHAS

A estação insere-se numa zona de baixa densidade urbanística. Nas imediações há apenas a destacar a presença de duas estruturas, a Residência Universitária e a Faculdade de Medicina Dentária da Universidade do Porto. No caso da residência, esta considera-se suficientemente afastada para se eliminar a hipótese de possíveis efeitos da escavação sobre a estrutura do edifício. Já quanto à zona próxima da Faculdade, esta requer medidas de controlo. Apesar de durante a escavação não ser expectável a existência de efeitos negativos sobre o edifício da Faculdade, este deverá ser instrumentado, com equipamento adequado à aferição de deformações associadas à escavação. A solução adoptada para a escavação foi condicionada pela proximidade das estruturas mas também pela imposição, por parte da Universidade do Porto, de garantir uma faixa que permitisse a passagem de veículos de ambos os lados do corredor de implantação da estação. Este facto impediu a solução construtiva para a escavação que passava pela execução de taludes ao invés de uma cortina tipo Berlim ancorada.

Por outro lado, a colocação das ancoragens no que diz respeito ao comprimento livre e de selagem e ainda relativamente ao ângulo com a horizontal adequado foram condicionados por dois factores. O primeiro dos quais foi a proximidade, do lado nascente, das fundações do edifício da faculdade. Recorda-se que, como já foi referido no capítulo anterior, é necessário deixar uma distância desde as fundações até ao bolbo de selagem de pelo menos 3 m. O outro factor que influenciou a geometria das

ancoragens foi a existência de diversas infra-estruturas enterradas, nomeadamente electricidade, telefones, gás, saneamento, entre outras, que condicionaram a posição do primeiro nível de ancoragens. A localização aérea da estação apresenta-se na figura 3.2.

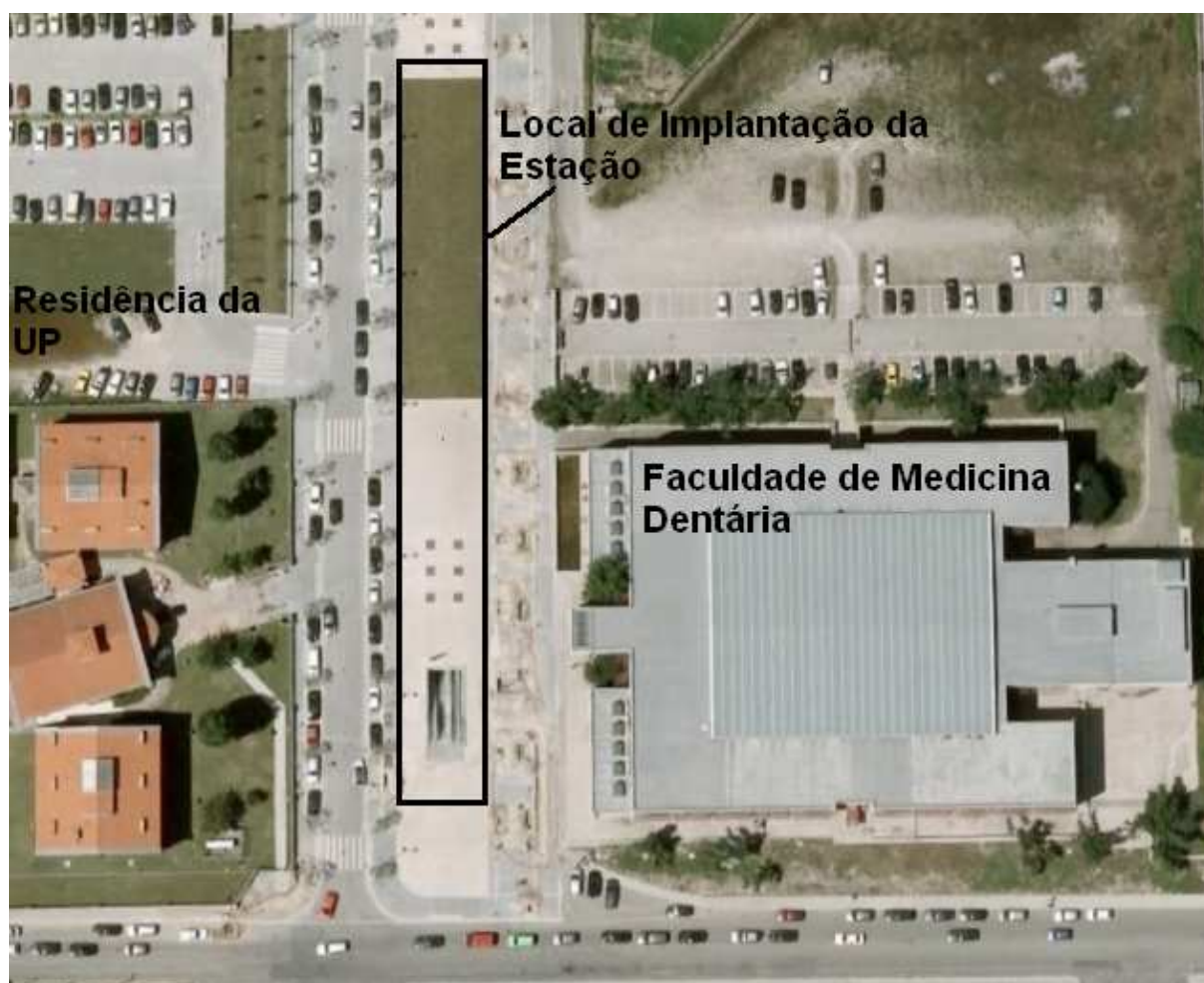


Fig. 3.2 – Localização da Estação

3.7 OUTROS CONDICIONAMENTOS

Por fim, é interessante referir outro tipo de condicionamentos como o facto de a escavação, em certas secções, ir até cotas inferiores à camada de betão de regularização para assentamento da laje de fundo. Isto deve-se ao facto de ser necessário construir um poço de bombagem e a rede de terras. No entanto estas escavações são pontuais e suficientemente afastadas dos limites da contenção para se justificar a alteração da solução adoptada.

Também o facto de, na parte superior da trincheira sul, circular o trânsito da Rua Doutor Manuel Ferreira da Silva condicionará o faseamento construtivo desta. Haverá que executar um desvio do trânsito, e previamente a este terá de se concluir parte da trincheira.

3.8 SISTEMA ESTRUTURAL ADOPTADO

A estrutura da Estação é genericamente constituída pelos seguintes elementos:

- i) laje de fundo em betão armado com 1,10m de espessura, executada sobre uma camada de regularização com 0,10m de espessura;
- ii) paredes laterais em betão armado com 0,80m de espessura;
- iii) laje de cobertura em betão armado, de forma poligonal, com espessura variável entre 0,80m e 0,60m.

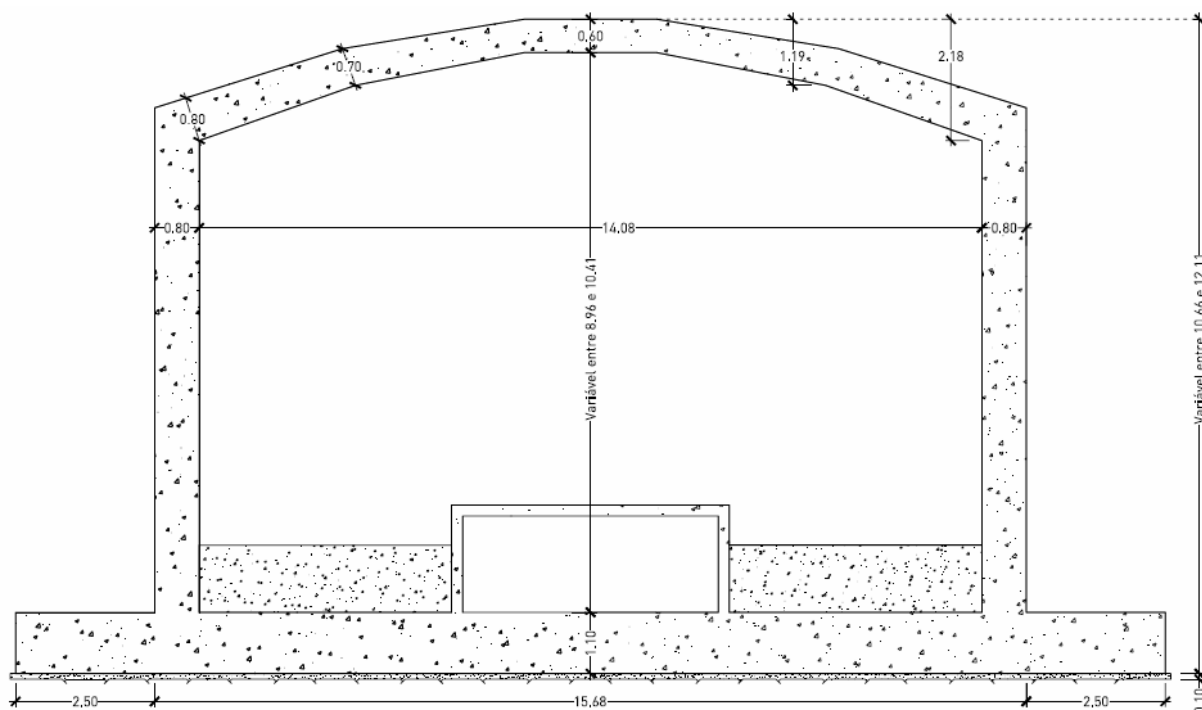


Fig. 3.3 – Corte transversal tipo da estrutura

A figura 3.3 representa esquematicamente o corte transversal tipo da estrutura.

Com o objectivo de aumentar a segurança em relação ao fenómeno de *uplift*, considera-se a existência de prolongamentos da laje de fundo para o exterior da estrutura. Estes prolongamentos surgem sob a forma de abas laterais de ambos os lados da estação. Assim se conjuga os efeitos da rigidez da laje com o peso das terras de modo a aumentar a pressão sob a base e desta forma diminuir o risco de *uplift*. Com esse objectivo, previu-se ainda a existência de camadas de enchimento em betão sobre a laje de fundo.

3.9 FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Em traços gerais, o processo construtivo contempla a realização da escavação para implantação da estrutura, a execução da estrutura, a sua impermeabilização e, por fim, a execução do aterro até à cota definida no projecto de arranjos à superfície. No projecto real foram considerados dois faseamentos construtivos distintos, essencialmente pelo facto de em determinadas secções a escavação ser estabilizada com recurso a taludes ou em alternativa através de cortina tipo Berlim ancorada.

O âmbito deste trabalho diz apenas respeito à zona cuja escavação recorre à cortina para a sua contenção. Assim, só se descrimina o faseamento construtivo desta zona. A figura 3.4 ilustra esquematicamente a posição da cortina, das ancoragens e da estrutura.

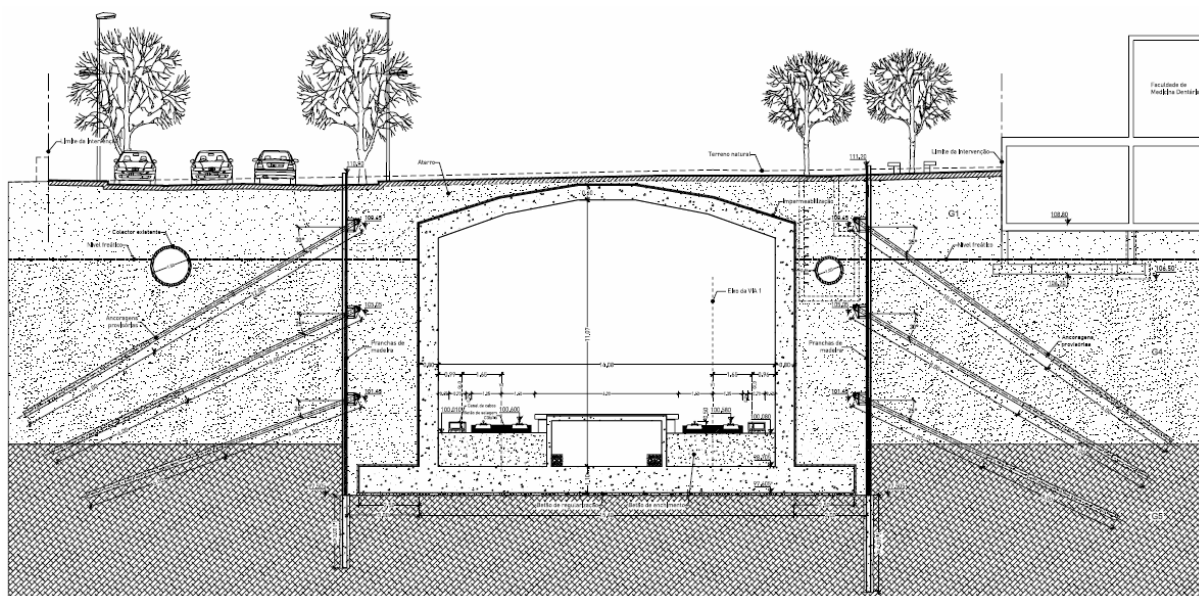


Fig. 3.4 – Corte transversal tipo

No quadro 3.1 descreve-se o faseamento construtivo utilizado para a secção tipo em estudo.

Quadro 3.1– Faseamento construtivo

Fase 1	Furação, instalação e selagem dos perfis.
Fase 2	Escavação para a execução do 1º nível de ancoragens.
Fase 3	Instalação das vigas de repartição e construção e pré-esforço das ancoragens do 1º nível.
Fase 4	Escavação para a execução do 2º nível de ancoragens.
Fase 5	Instalação das vigas de repartição e construção e pré-esforço das ancoragens do 2º nível.
Fase 6	Escavação para a execução do 3º nível de ancoragens.
Fase 7	Instalação das vigas de repartição e construção e pré-esforço das ancoragens do 3º nível.
Fase 8	Escavação até à cota de fundo.
Fase 9	Execução da estrutura de betão armado.
Fase 10	Impermeabilização da estrutura.
Fase 11	Execução do aterro e desactivação das ancoragens provisórias.
Fase 12	Instalação da plataforma e execução dos arranjos exteriores à superfície.

Para uma mais fácil compreensão do projecto em estudo, seguem-se figuras esquemáticas dos três momentos principais da obra: a escavação (figura 3.5), que se desenvolve desde a fase 2 até à fase 8, a construção da estrutura de betão (figura 3.6) e por fim o aterro que cobre a estrutura (figura 3.7).

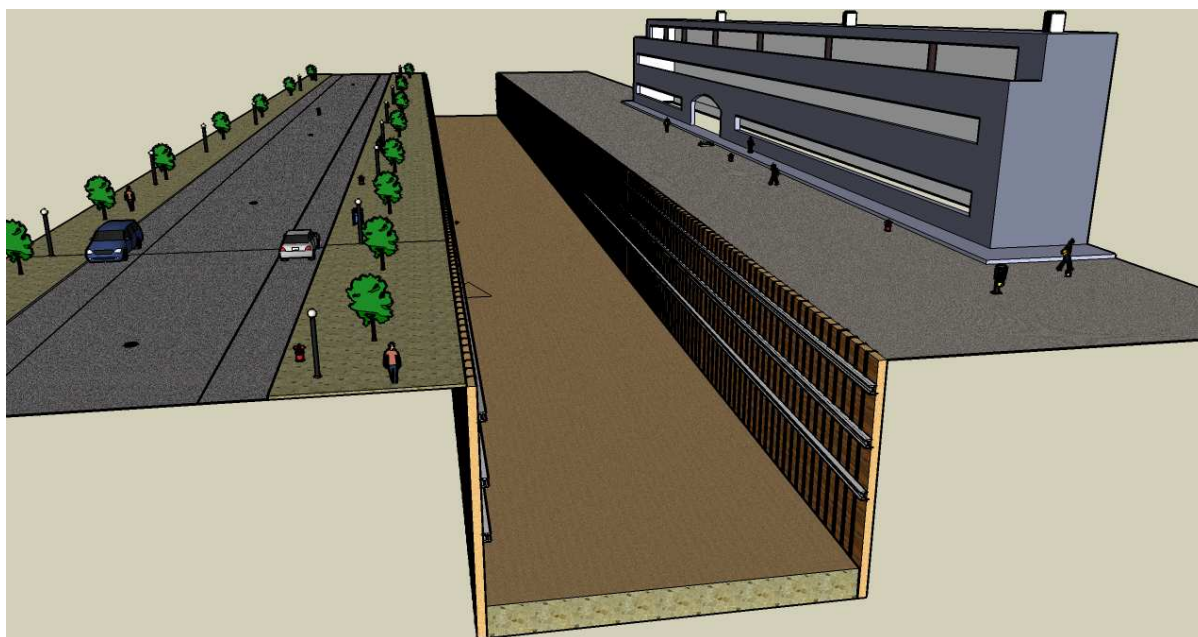


Fig. 3.5 – Desenho esquemático da fase de escavação e execução da cortina



Fig. 3.6 – Desenho esquemático da fase de construção da estrutura da estação

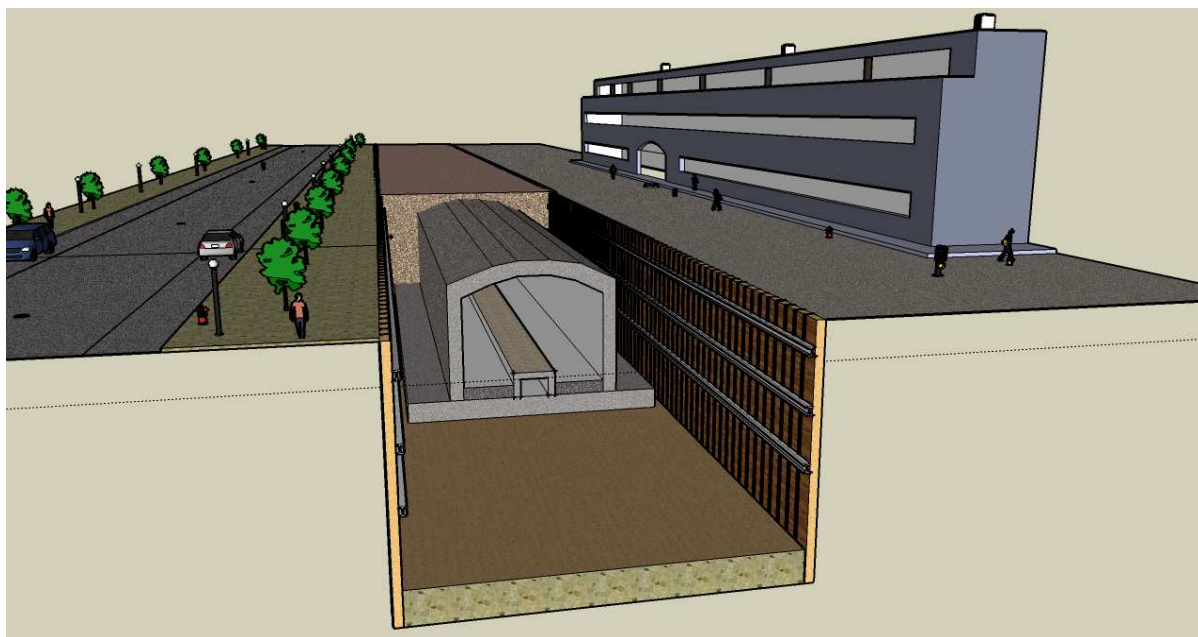


Fig. 3.7 – Desenho esquemático da fase execução do aterro

3.10 MATERIAIS UTILIZADOS NO PROJECTO

Os materiais utilizados nos elementos estruturais indicam-se no quadro 3.2.

Quadro 3.2 – Materiais dos elementos estruturais

MATERIAL	ESPECIFICAÇÕES
Betão Armado	- Betão C30/37 - Aço A500 NR
Madeira	- Pranchas da Classe E (NP 4035)
Regularização e Enchimento	- Betão C16/20
Estrutura Metálica	- Perfis S235 (Fe360) - Chapas S275 (Fe430) - Parafusos Classe 8.8
Ancoragens	- Aço de alta resistência ($f_{po,1k}=1570$ MPa) em cordões de 0.6" nas armaduras - Calda de cimento Portland Normal com relação água/cimento de 0,50 (em volume) ($f_{ck,28}=20$ MPa) nos bolbos de selagem
Pregagens	- Aço A500 NR nas armaduras - Calda de cimento Portland Normal com relação água/cimento de 0,50 (em volume) ($f_{ck,28}=20$ MPa) nos bolbos de selagem

3.11 CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO

3.11.1 REGULAMENTAÇÃO

A execução deste projecto foi baseada no respeito de regulamentação nacional e estrangeira em vigor, nomeadamente:

- EN 1997-1: 2004 – Eurocódigo 7: Projecto geotécnico – Parte 1: Regras gerais;
- EN 1992 – 1 – 1:2004 – Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General Rules and Rules for Buildings;
- EN 1995 – 1 – 2: 2004 – Eurocódigo 5: Projecto de estruturas de madeira – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;
- Regulamento de Segurança e acções para estruturas de edifícios e Pontes, R.S.A., Decreto-Lei n.º 235/83, de 31 de Maio;
- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (R.E.B.A.P.) – Decreto-Lei n.º 349-C/83, de 30 de Julho.

Conta-se ainda com a experiência em obras deste tipo de diversos autores.

3.11.2 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

A verificação da segurança relativamente aos Estados Limites Últimos baseia-se na seguinte condição fundamental:

$$S_d \leq R_d \quad (3.1)$$

em que, S_d representa o valor de cálculo do esforço actuante, enquanto R_d é o valor de cálculo do esforço resistente.

Os esforços actuantes calculam-se através da seguinte condição:

$$S_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{gi} S_{Gi,k} + \gamma_q \left[S_{Q1,k} + \sum_{j=2}^m \psi_{oj} S_{Qj,k} \right] \quad (3.2)$$

em que: γ_{gi} e γ_q são coeficientes de segurança relativamente às acções permanentes e variáveis, respectivamente; $S_{Gi,k}$ são os esforços resultantes de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico; $S_{Q1,k}$ são os esforços resultantes de uma acção variável considerada como acção base da combinação, tomada com o seu valor característico; $S_{Qj,k}$ são os esforços resultantes de uma acção variável distinta da acção da base, tomada com o seu valor característico; por fim, ψ_{0j} e ψ_{2j} são coeficientes correspondentes à acção variável de ordem j .

3.11.3 ESTADO LIMITE DE UPLIFT (UPL)

A verificação de segurança relativamente ao estado limite de *uplift* efectua-se de acordo com o preconizado no Eurocódigo 7, em que se impõe a verificação da seguinte condição:

$$G_{dst,d} + Q_{dst,d} \leq G_{stb,d} \quad (3.3)$$

em que, $G_{dst,d}$ representa o valor de cálculo das acções permanentes com carácter desestabilizador; $Q_{dst,d}$ é o valor de cálculo das acções variáveis com carácter desestabilizador e ainda $G_{stb,d}$ representa o valor de cálculo das acções permanentes com carácter estabilizador.

Os valores de cálculo anteriores obtêm-se multiplicando os valores característicos das forças pelos respectivos coeficientes parciais de segurança. Estes assumem os seguintes valores: 0,90 para acções permanentes com carácter estabilizador; 1,00 para acções permanentes com carácter desestabilizador e, finalmente, 1,50 para acções variáveis com carácter desestabilizador.

3.11.4 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO (ELS)

A verificação de segurança relativamente aos Estados Limites de Utilização efectua-se em termos dos parâmetros que definem esses estados limite, tendo sido considerados os estados limites de fendilhação e de deformação.

Em relação aos estados limites de fendilhação, foram controlados os valores de cálculo máximos da largura de fendas sob combinações quase-permanentes de acções, obtidas por intermédio da seguinte expressão:

$$S_d = \sum_{i=1}^n S_{Gi,k} + \sum_{j=1}^m \psi_{2,j} S_{Qj,k} \quad (3.4)$$

Quanto aos estados limites de deformação, é necessário controlar os valores das flechas calculadas a tempo infinito para combinações frequentes de acções, as quais se obtêm por intermédio da expressão:

$$S_d = \sum_{i=1}^n S_{Qi,k} + \psi_{1,1} S_{q1,k} + \sum_{j=2}^m \psi_{2,j} S_{Qj,k} \quad (3.5)$$

Estas variáveis têm o significado já apresentado anteriormente.

4

DIMENSIONAMENTO DA CONTENÇÃO PROVISÓRIA “TIPO BERLIM”

4.1 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Neste ponto descrevem-se as características dos solos presentes na secção em estudo. A secção escolhida para dimensionamento foi a, teoricamente mais desfavorável, correspondente ao perfil N39.

As figuras 4.1 e 4.2 ilustram a posição do dito perfil, situado do lado nascente, correspondente à Faculdade de Medicina Dentária. Em planta, a sua localização é sensivelmente a meio da estação a construir.

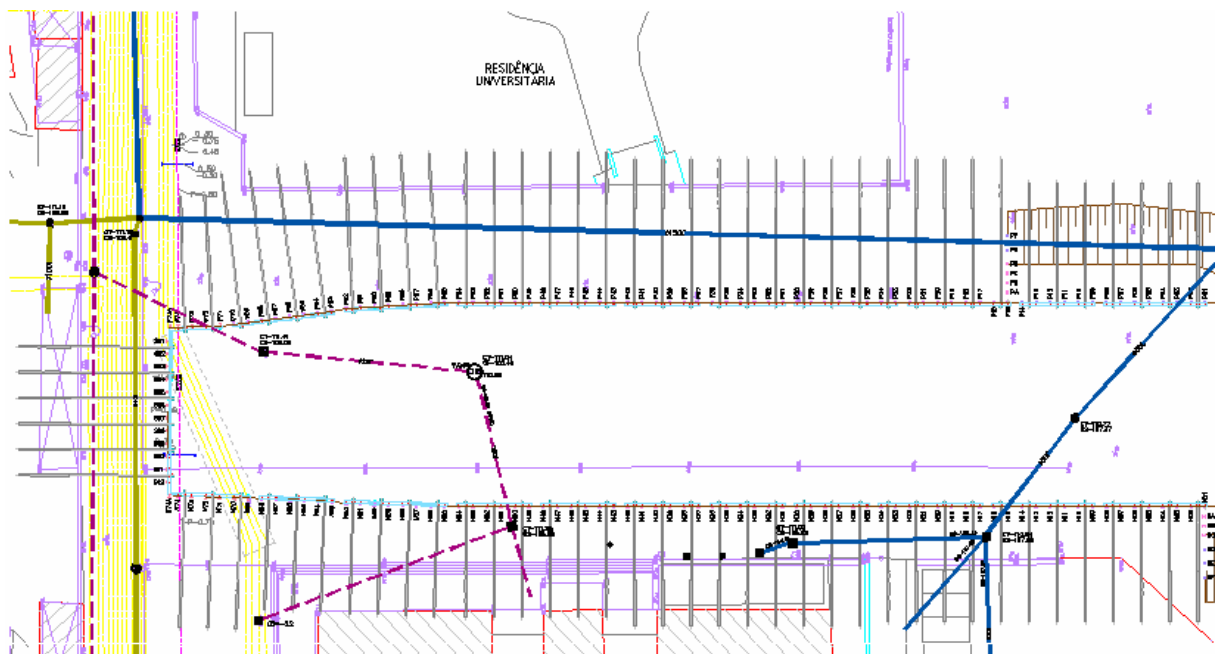


Fig. 4.1 – Planta da contenção provisória “tipo Berlin”

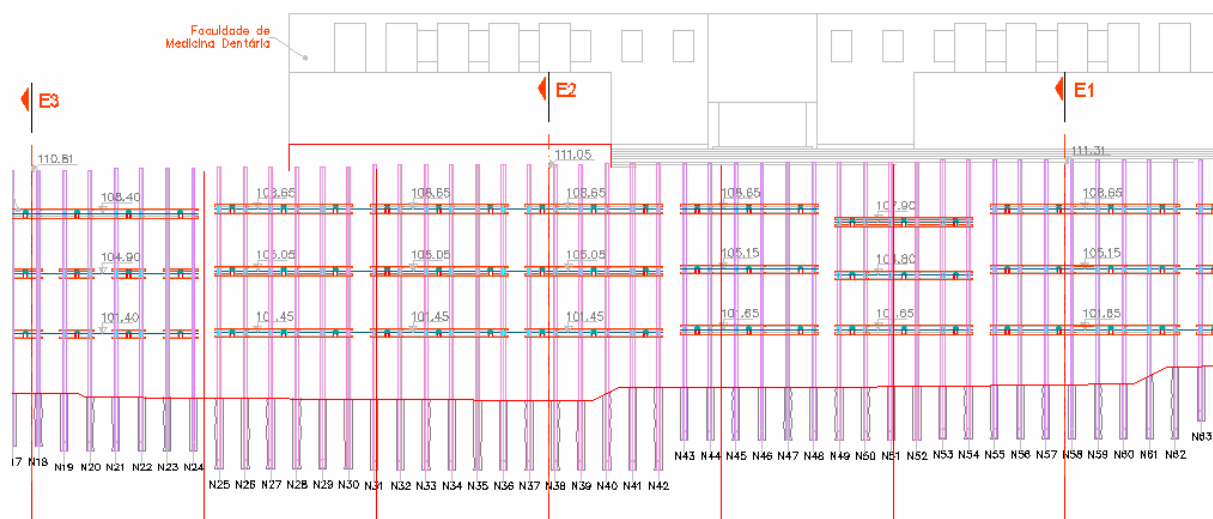


Fig. 4.2 – Alçado Nascente, altura do perfil N39

No quadro 4.1 encontram-se as características do terreno utilizadas neste estudo. O solo na zona da estação é constituído por cinco horizontes geotécnicos bem definidos, no entanto, destes, apenas três são atravessados na zona do perfil N39, como se pode verificar pela observação da figura 4.3, correspondente ao perfil geológico-geotécnico do perfil N39. Trata-se de solo residual granítico, muito característico da Área Metropolitana do Porto.

O horizonte G1 está apenas presente na zona superficial do terreno. É um solo com fraca resistência mecânica e sem coesão. À medida que se aumenta a profundidade, as características mecânicas do solo vão melhorando. Ao contrário do horizonte de superfície, os maciços G3 e G4 possuem boas características resistentes algo que mais à frente neste estudo ficará patente quando se simular a escavação recorrendo a um programa de elementos finitos.

Quadro 4.1 – Parâmetros do terreno adoptados

Maciço	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ °	K_0	E (MPa)	ν
G1	18,00	0	30	0,45	5	0,30
G3	21,00	17,5	38	0,40	150	0,30
G4	23,00	50,0	40	0,50	500	0,30

Os solos residuais apresentam características muito específicas decorrentes da sua origem. O arranjo espacial das partículas, a sua variabilidade e heterogeneidade contribuem para a ampla gama de diferentes parâmetros encontrados nestes solos.

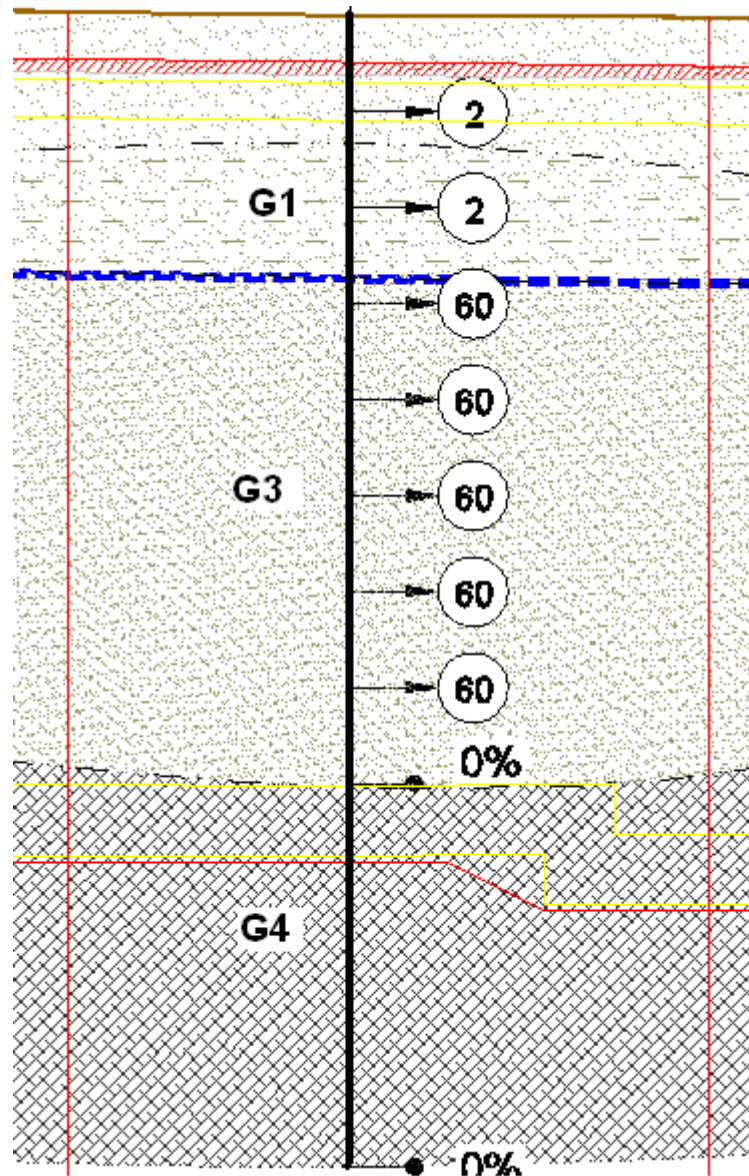


Fig. 4.3 – Perfil geológico-geotécnico longitudinal na zona do perfil N39

4.2 ACÇÕES

As acções que irão ser consideradas no cálculo da estrutura provisória de contenção serão as derivadas das pressões de terras, S_{gk} , e das sobrecargas na superfície do terreno, S_{qk} .

Uma vez que o terreno não apresenta características argilosas, a escavação foi considerada em condições drenadas.

Em relação às pressões exercidas pelo maciço, para fazer um pré-dimensionamento, estas são calculadas através do diagrama aparente de impulsos de terras preconizado por Terzaghi e Peck no seu tratado “Soil Mechanics in Engineering Practice” (1967), para escavações entivadas. A pressão terá assim um valor uniforme de $0,65 \times K_0 \times \gamma \times h$ em que γ representa o peso volúmico do solo e h a profundidade da escavação.

4.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS ANCORAGENS

O pré-dimensionamento das ancoragens é feito impondo a condição de que a componente horizontal dos esforços instalados, quando estes igualam a tracção admissível, permita equilibrar as pressões aparentes do maciço.

Uma vez que a primeira ancoragem está próxima de um solo com baixa capacidade resistente, G1, opta-se por fazer uma pequena modificação ao diagrama aparente de Terzaghi e Peck. Assim, admite-se uma variação linear das pressões de terras desde zero, à superfície, até ao valor já referido de $0,65 \times K_0 \times \gamma \times h$, à profundidade de $0,25h$.

A tracção admissível adopta um coeficiente de segurança de 1,35 em relação à tracção limite convencional de proporcionalidade a 0,1% da armadura. Por outro lado, o pré-esforço é fixado de modo que a tracção admissível não seja ultrapassada com um acréscimo de 20% da força na ancoragem relativamente à instalada no início.

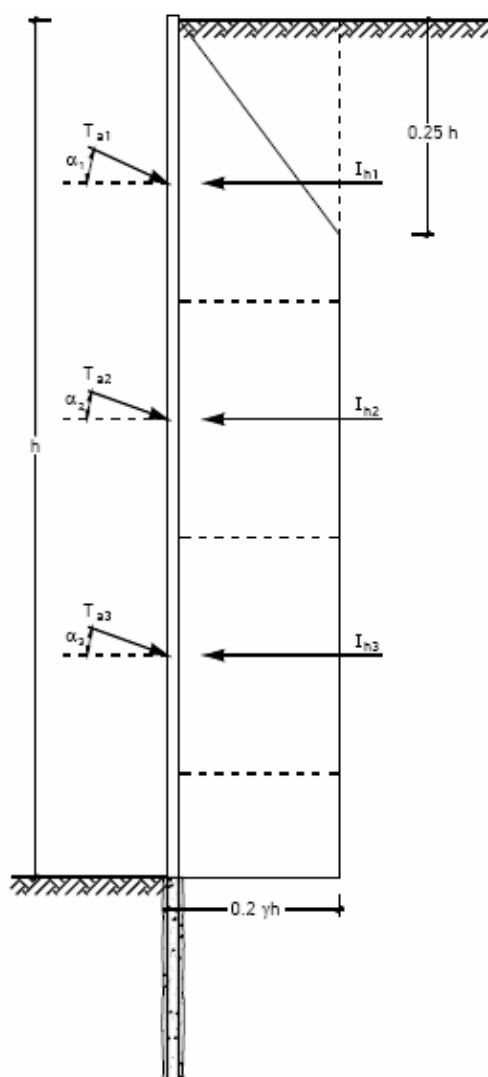


Fig. 4.4 – Diagrama utilizado para pré-dimensionamento do pré-esforço

No cálculo dos impulsos foram utilizadas as seguintes cotas:

Quadro 4.2 – Cotas utilizadas para pré-dimensionar as ancoragens

	Cotas (m)
Superfície	111,2
I_{h1}	108,35
Base da área de influência 1	106,55
I_{h2}	104,75
Base da área de influência 2	102,95
I_{h3}	101,15
Base da área de influência 3	99,175
Base da escavação	97,2

Após a definição destas cotas, procede-se ao cálculo dos impulsos em cada nível. No quadro 4.3 resumem-se os cálculos efectuados. I_{hi} corresponde ao impulso horizontal que se calcula de acordo com as fórmulas já referidas. Este parâmetro depende do peso volúmico do solo. Ora, como no caso da secção em estudo, existe mais do que um horizonte geológico, isto é, diferentes pesos volúmcicos, é necessário recorrer a aproximações. Assim, para o primeiro nível de impulsos, considera-se o valor de γ que corresponde a G1, 18 kN/m³. Para os restantes, como recebem a influência de um γ inferior, não se considera o valor de 21 kN/m³, mas sim 20 kN/m³. Como o processo se encontra em pré-dimensionamento, estas aproximações são plausíveis. Seguidamente estes valores serão testados num programa de elementos finitos para averiguar a sua adequação.

São feitas outras considerações como o valor do ângulo das ancoragens com a horizontal, α . O espaçamento, s_{hi} , considerado é de 3 m. T_{ai} representa a tracção admissível, T_{ti} o valor de pré-esforço e $T_{ti,ef}$ o pré-esforço efectivo. As duas últimas variáveis calculam-se da seguinte forma:

$$T_{ai} = \frac{I_{hi} \times s_{hi}}{\cos \alpha_i} \quad (4.1)$$

$$T_{ti} = \frac{T_{ai}}{1,2} \quad (4.2)$$

Quadro 4.3 – Resumo dos cálculos de pré-esforço nas ancoragens

Nível	I_{hi} (kN/m)	α (°)	s_{hi} (m)	T_{ai} (kN)	T_{ti} (kN)	$T_{ti,ef}$ (kN)
1	146,16	35	3	535,1692	445,9744	450
2	201,6	30	3	698,2559	581,8799	580
3	211,4	25	3	699,6901	583,0751	580

Por fim, no quadro 4.4 resumem-se as características das ancoragens consideradas.

Quadro 4.4 – Características das ancoragens

Nível	1º	2º	3º
Comprimento livre (m)	10,00	8,00	6,00
Comprimento de selagem (m)		6,00	
Inclinação (º)	35	30	25
Armadura St 1570/1770	4 cordões de 0,6"	5 cordões de 0,6"	
Área total de armadura A_p (cm ²)	5,60	7,00	
Tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% $f_{p0,1k}$ (MPa)		1570	
Tracção limite T_y (kN) = $f_{p0,1k} \cdot A_p$	879	1099	
Tracção admissível T_a (kN) = $T_y/1.35$	651	814	
Pré-esforço T_t (kN)	450	580	

No decorrer do dimensionamento haverá necessidade de avaliar a validade da gama de pré-esforço recorrendo a um programa de elementos finitos. Aí serão inseridos os valores calculados e apresentados no Quadro 4.4 correspondentes ao valor do pré-esforço, nomeadamente 450kN e 580kN.

4.4 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO PERFIL METÁLICO HEB

Neste ponto procede-se ao pré-dimensionamento do perfil metálico a utilizar na modelação no programa de elementos finitos Plaxis.

Este pré-dimensionamento passa por simular a cortina no programa de estruturas Ftool (PUC-Rio de Janeiro).

O apoio do terreno será simulado por intermédio de molas com um coeficiente de Winkler, k , proporcional ao módulo de deformabilidade, E_s , de cada horizonte geotécnico da secção em análise:

$$k = E_s \div \left[B \times (1 - \nu_s^2) \times I_s \right] \quad (4.3)$$

em que B corresponde à profundidade de cada horizonte geológico, ν_s é o coeficiente de Poisson e I_s é um coeficiente função da geometria da fundação e se considera igual a 2,25. O coeficiente de rigidez das molas, K , tem o mesmo valor de k já que a distância entre apoios considerada será de 1 m.

No fundo do perfil aplica-se um apoio simples para melhor simular o apoio do solo na base, já que o encastramento não é muito profundo.

Simulam-se também as ancoragens, por intermédio de carregamentos com o valor do pré-esforço em cada nível, rebatido em ambas as direcções segundo o ângulo em que serão executadas. O pré-esforço utilizado corresponde ao pré-dimensionamento efectuado no ponto anterior.

O modelo utilizado para o cálculo é o da figura 4.5.

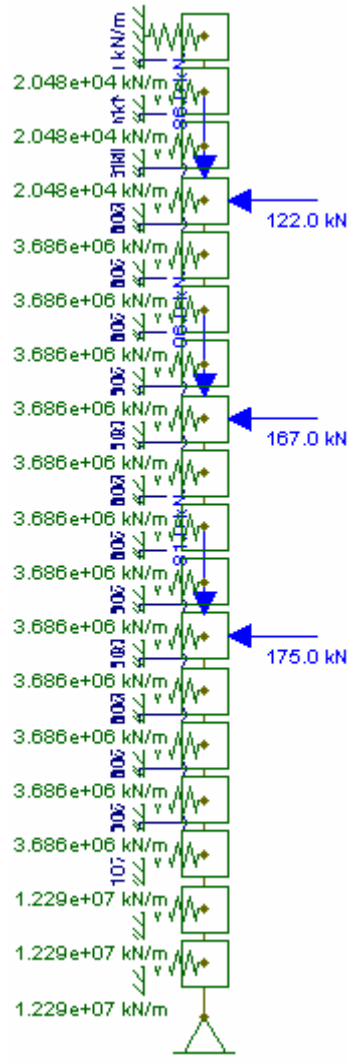


Fig. 4.5 - Modelo utilizado no programa Ftool para pré-dimensionamento do perfil metálico a adoptar para a cortina

Os resultados de momentos flectores estão na figura 4.6.

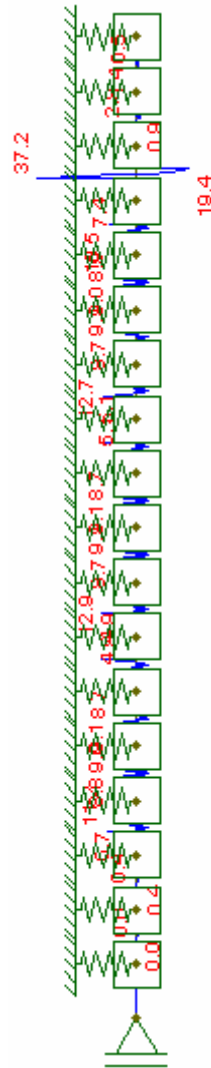


Fig. 4.6 – Momentos flectores obtidos pelo programa Ftool

O momento flector máximo obtido é de 37,2 kN.m/m e fazendo a conversão para o momento flector, M_{sd} , actuante através da fórmula:

$$M_{sd} = 1,35 \times M \times s_{hp}$$

em que s_{hp} é a distância entre perfis, o momento para pré-dimensionamento será 75,33 kN.m.

Quanto ao esforço axial, este será o correspondente à componente vertical do pré-esforço dos vários níveis de ancoragens que tem o valor de 713,9 kN.

No quadro 4.5 resume-se o pré-dimensionamento do perfil e constata-se a adequação do HEB 220.

Quadro 4.5 – Pré-dimensionamento do perfil a adoptar para a contenção

N_{sd} (kN)	713,90
M_{sd} (kN.m)	75,33
A (cm ²)	91
i (cm)	5,59
l (m)	3,95
l_e (m)	3,4365
λ	61,47585
φ	0,7246
l_h/b_e	260,75
k	1
w (cm ²)	736
I (cm ⁴)	8091
N_e (kN)	14185,61
σ_{sd} (MPa)	220,8
σ_{rd} (MPa)	235

4.5 BREVE REFERÊNCIA AO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS NO PROGRAMA PLAXIS.

O Método dos Elementos Finitos é, hoje em dia, um auxiliar imprescindível na engenharia civil. É um método bastante fiável para a previsão do comportamento de estruturas. Os resultados obtidos com o auxílio deste método são fiáveis e precisos. Segundo Fortunato (1994), este método pode sintetizar-se em cinco passos principais que se citam em seguida:

- Discretização do meio contínuo:

A discretização do meio contínuo passa pela divisão em pequenas porções do espaço físico em estudo, o que é conseguido através de elementos tratados individualmente, com propriedades físicas e mecânicas eventualmente distintas e com uma formulação própria, dependendo do tipo de elemento usado.

- Selecção das funções de forma:

O comportamento do elemento é definido pelas funções de forma que constituem a definição da variação das incógnitas no interior de cada elemento em função da variação nodal dessas mesmas incógnitas. Pode obter-se uma maior aproximação da solução numérica dum meio contínuo diminuindo a dimensão dos elementos, e consequentemente aumentando o seu número, ou aumentando o grau das funções de interpolação. Neste aspecto é importante a referência ao conceito de elemento isoparamétrico, amplamente divulgado, e no qual se admite que a variação dos deslocamentos no interior do elemento pode ser expressa pelas mesmas funções de forma que são utilizadas para a definição da geometria do elemento.

- Formulação das equações

São utilizados diferentes métodos para a formulação das equações que regem o comportamento dos sistemas. Entre eles estão os métodos variacional e residual. Métodos residuais como o método Galerkin são em geral apropriados ao tratamento de problemas com equações lineares e não lineares.

No método dos deslocamentos, em que as incógnitas a determinar são os deslocamentos em cada elemento, as equações que conduzem à sua obtenção são formuladas usando métodos variacionais baseados no princípio da energia potencial mínima.

Estes processos conduzem sempre à equação que rege o comportamento de um sistema solicitado por um conjunto de forças exteriores:

$$[K]\{q\} = \{Q\} \quad (4.4)$$

Na equação apresentada, $[K]$ representa a matriz de rigidez, $\{Q\}$ representa o valor das forças nodais e por fim $\{q\}$ representa o valor dos deslocamentos nodais. O método dos deslocamentos é o mais utilizado para resolver os problemas geotécnicos. Este proporciona um número de equações e largura de banda na matriz de rigidez inferior ao preconizado por outros métodos. Por outro lado este método apresenta a vantagem de estabelecer funções de aproximação que satisfazem as condições de compatibilidade.

Voltando a citar Fortunato (1994), os restantes passos serão:

- Formação da matriz de rigidez global:

Será calculada uma matriz de rigidez $[K]$, para os elementos constituintes da estrutura. Essa matriz é obtida das leis constitutivas dos materiais e das funções de interpolação. É importante referir que neste processo se assegura a condição física fundamental de manter a estrutura contínua, que é o mesmo que dizer que, existe compatibilidade de deslocamentos nos pontos nodais em elementos adjacentes. O sistema de equações diferenciais tem uma só solução se se impuserem as condições de fronteira do domínio.

- Determinação das incógnitas do sistema:

No método dos deslocamentos as incógnitas serão os deslocamentos. Com o conhecimento destes valores poder-se-á calcular as tensões e as deformações.

O software Plaxis utilizado na modelação, fundamenta-se no método dos elementos finitos em duas dimensões. A malha existente no programa é unicamente triangular. Simplesmente poder-se-á optar por dois tipos de configurações no que diz respeito ao número de nós. Por um lado pode-se utilizar a configuração de 6 nós por elemento ou, em alternativa, 15 nós por elemento tal como se esquematiza na figura 4.7.

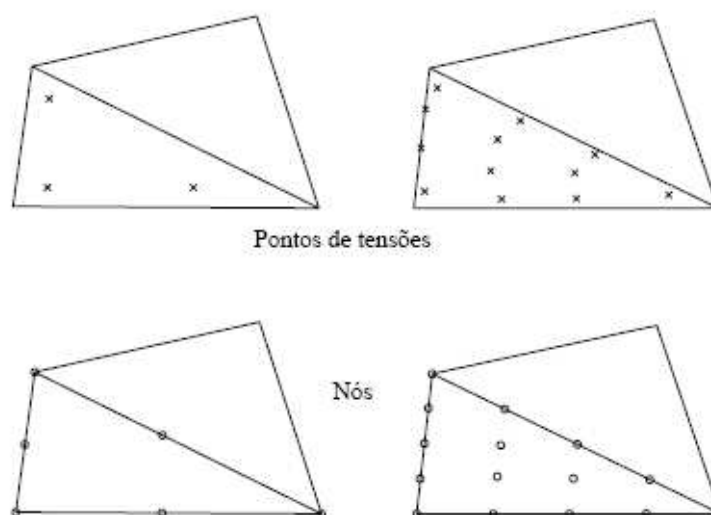


Fig. 4.7 – Elementos finitos com 6 nós e 15 nós e respectivos pontos de tensões, utilizados pelo software PLAXIS

A malha pode ser refinada em 5 níveis designados por muito grosseira, grosseira, média, fina e muito fina. Em alternativa, pode também optar-se por refinar a malha em zonas concretas do solo ou na interface solo-estrutura. No trabalho presente, a simulação que se vai efectuar aconselha que o refinamento da malha se faça junto ao perfil de sustentação das terras e ainda ao longo de toda a ancoragem. No entanto, e como se pretende um resultado global fiável e preciso, a malha de elementos finitos utilizada ao longo da secção foi bastante refinada em toda a área.

Quando se refina a malha, como é lógico, aumenta a densidade de elementos, com a consequente diminuição do tamanho dos elementos finitos. Os perfis da cortina são representados no PLAXIS recorrendo a elementos viga em que os parâmetros mais importantes são a rigidez à flexão EI , e a rigidez normal EA . Com a definição destes níveis de rigidez, o programa calcula a rigidez equivalente o perfil:

$$d_{eq} = \sqrt{12 \times \frac{EI}{EA}} \quad (4.5)$$

E representa o módulo de elasticidade do perfil, I o momento de inércia na direcção requerida e A é a área da secção transversal do perfil.

As *plate* que, no programa, representam a cortina, são compostas por elementos de vigas com 3 graus de liberdade por nó. Destes graus, dois são translacionais (u_x, u_y) e o restante é rotacional no plano xy , (ϕ_z). Se se utilizar o elemento de solo constituído por 6 nós, então o elemento de viga terá 3 nós. Em alternativa, se a opção for por um elemento de solo de 15 nós, a viga terá então 5 nós.

Tanto os esforços axiais como os momentos são calculados através das tensões nos pontos de Gauss. Quando um elemento de viga possui 3 nós, este contém dois pares de pontos de tensão de Gauss, enquanto os elementos de viga de 5 nós contêm o dobro dos pares de pontos de tensão, ou seja, 4. Para cada par, estes pontos são colocados a uma distância de $0,5 \times d_{eq} \times \sqrt{3}$ acima e abaixo da linha central do elemento. É importante notar que uma alteração na relação EI/EA induz uma mudança na espessura equivalente, d_{eq} , alterando assim as distâncias aos pontos de tensão. Assim, se os elementos

da viga forem solicitados, haverá uma alteração no diagrama de momentos que pode não ser viável. Para precaver este facto, se as propriedades de um determinado material forem alteradas durante uma análise, por exemplo, numa fase construtiva, a razão EI/EA não se alterará.

A cortina em estudo é constituída por perfis metálicos espaçados de 1,5 m e intercalados por pranchas de madeira. Pelo facto de ser muito difícil homogeneizar em termos de elasticidade e inércia os dois materiais, opta-se, por simplificação, por considerar apenas as inércias dos perfis tendo em conta o espaçamento referido. Desta forma a rigidez desta cortina teórica é na verdade superior à da cortina real.

4.6 ANÁLISE DA ESCAVAÇÃO COM UM MODELO DE ELEMENTOS FINITOS EM PLAXIS

A análise foi efectuada em estado plano de deformação. A secção considerada está definida num plano vertical que é perpendicular as faces da escavação. Como já foi referido, considera que todos os solos exibem um comportamento drenado.

De seguida apresentam-se as cotas e o a geometria utilizada para a modelação com o Plaxis. Definem-se 4 patamares de escavação sucessivamente até às cotas Z_{E1} , Z_{E2} , Z_{E3} e finalmente a cota de fundo Z_{FE} . As cotas Z_E correspondem sempre a mais 0,5 m de profundidade relativamente à cota das cabeças de ancoragem. Esta medida resulta do facto de ser necessário escavar um pouco mais para lá de cada nível de ancoragem, de modo a permitir a fácil colocação e a execução do pré-esforço em cada cabeça de ancoragem.

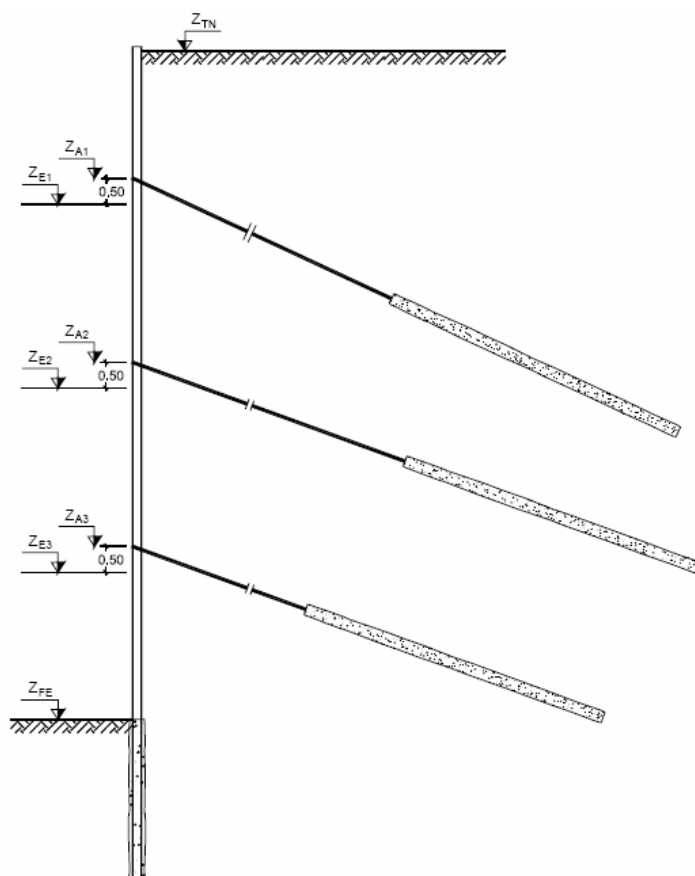


Fig. 4.8 – Geometria dos modelos de cálculo

As cotas da Figura 4.8 encontram-se definidas no Quadro 4.5 e foram concretizadas no modelo de geometria utilizado no programa Plaxis.

Quadro 4.6 – Cotas utilizadas no modelo de cálculo

	Cotas (m)
Z_{TN}	111,200
Z_{FE}	97,200
Z_{A1}	108,350
Z_{A2}	104,750
Z_{A3}	101,150
Z_{E1}	107,850
Z_{E2}	104,250
Z_{E3}	100,650

Resta dizer que Z_{TN} corresponde à cota do terreno natural e que Z_{Ai} diz respeito às cotas das ancoragens.

De seguida destacam-se os parâmetros característicos dos materiais da cortina e das ancoragens.

O módulo de Young considerado para os perfis é de 206 GPa enquanto para o aço das ancoragens é de 200 GPa.

Quadro 4.7 – Características geométricas dos elementos da cortina

Ancoragens			Perfis		
Nível	Nº de cordões	A (cm²/m)	Tipo	A (cm²/m)	I (cm⁴/m)
1º	4	1,867	HEB 220	60,667	5394
2º	5	2,333			
3º					

O próximo passo será demonstrar o modelo de cálculo utilizado para a secção em questão (figura 4.7). Os parâmetros geotécnicos inseridos no programa Plaxis, são constantes do quadro 4.1. A sobrecarga apresentada no modelo corresponde a 10kPa.

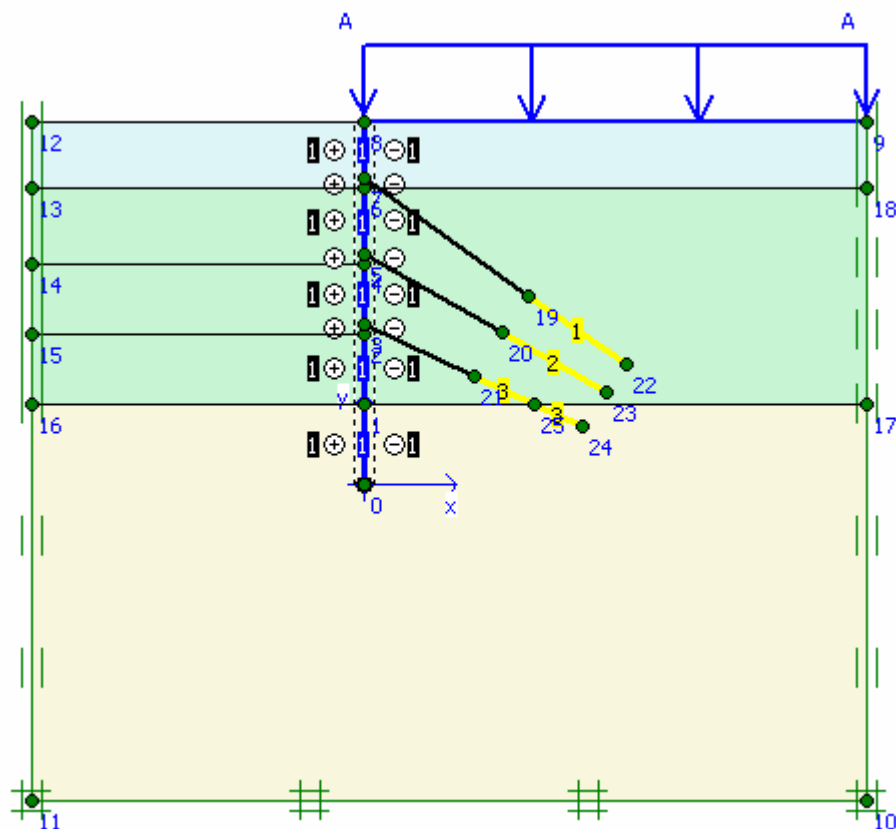


Fig. 4.9 – Modelo de Cálculo utilizado para a escavação

No modelo apresentado na Figura 4.9 os vários solos surgem com diferentes cores. Desde logo identificam-se os três horizontes geotécnicos previstos nesta análise, a escavação apenas vai envolver a remoção de terras da zona G1 e G3. A zona G4 corresponde sensivelmente à base da escavação. A azul destaca-se o elemento “plate”, correspondente à cortina de contenção. Esta possui as características referidas no Quadro 4.6, relativas a um perfil do tipo HEB220. É importante, nesta fase, referir que a análise efectuada no programa Plaxis 2D corresponde a uma faixa de um metro de terreno. Isto é, supõe-se uma escavação infinita, em que os parâmetros se repetem ao longo de toda a sua extensão. Ora, este facto, apesar de não corresponder à realidade, não terá, em princípio, grande importância para a análise. No entanto, noutra capítulo do trabalho, far-se-á uma análise em Plaxis 3D para averiguar da veracidade desta afirmação. Por agora, convém referir que os dados do perfil HEB, nomeadamente Inércia e Área, devem ser inseridos no programa por metro de desenvolvimento, aliás, tal como são apresentados no Quadro 4.6.

Continuando a descrição do modelo da Figura 4.9, distinguem-se claramente os três níveis de ancoragens, pretendendo a parte amarela simular o bolbo de selagem das mesmas através do elemento “geogrid”. Por fim, é possível também identificar o carregamento a que será sujeita a escavação no final do faseamento construtivo e que, como é óbvio, se situa na superfície do terreno do lado remanescente.

Seguidamente, na Figura 4.10 apresenta-se a malha de elementos finitos utilizada. Esta corresponde ao grau de refinamento mais elevado e, como é importante averiguar o mais correctamente possível, os esforços e deslocamentos na cortina, optou-se também por refinar especificamente a malha na zona dos perfis verticais.

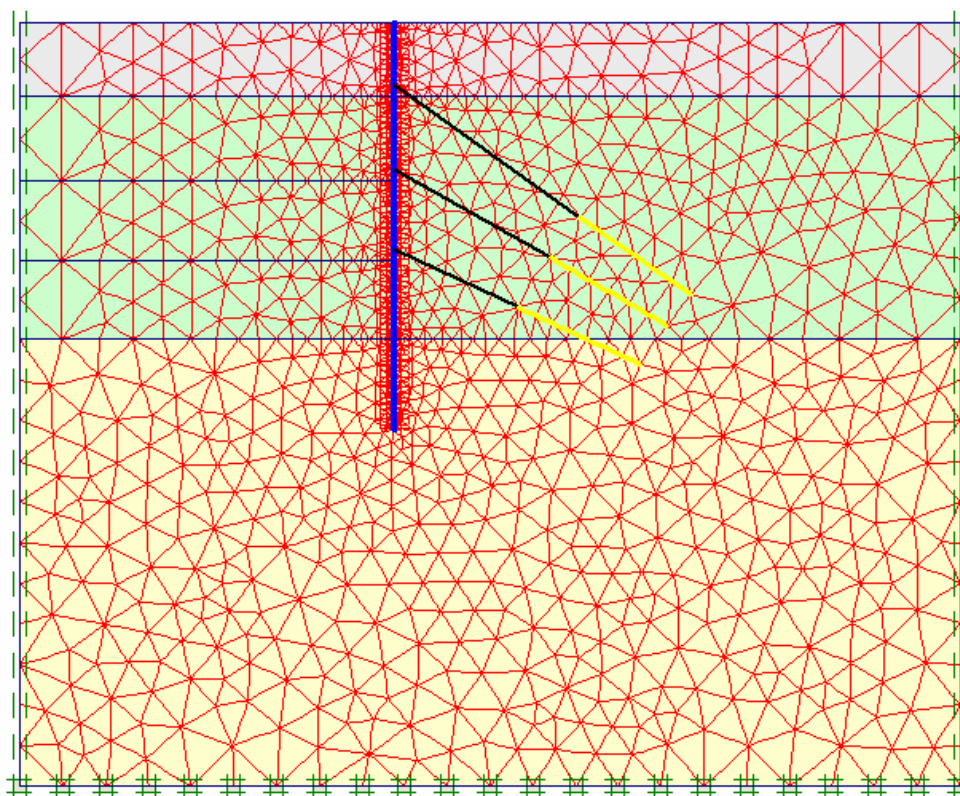


Fig. 4.10 – Malha de elementos finitos utilizada nesta análise

Após a modelação, e antes de proceder ao cálculo, insere-se no programa as várias fases a analisar. O faseamento da escavação é o que se segue.

Quadro 4.8 – Faseamento da escavação inserido no programa Plaxis

Fase 1	Escavação até à cota Z_{E1}
Fase 2	Activação do pré-esforço no 1º nível de ancoragens
Fase 3	Escavação até à cota Z_{E2}
Fase 4	Activação e pré-esforço do 2º nível de ancoragens
Fase 5	Escavação até à cota Z_{E3}
Fase 6	Activação e pré-esforço do 3º nível de ancoragens
Fase 7	Escavação até à cota de fundo
Fase 8	Activação da sobrecarga de 10KPa na superfície do terreno

As fases de cálculo demonstram-se de seguida através das figuras 4.11 a 4.18. Na simulação considera-se que os perfis já estão instalados e que esse facto não afecta o estado de repouso do maciço.

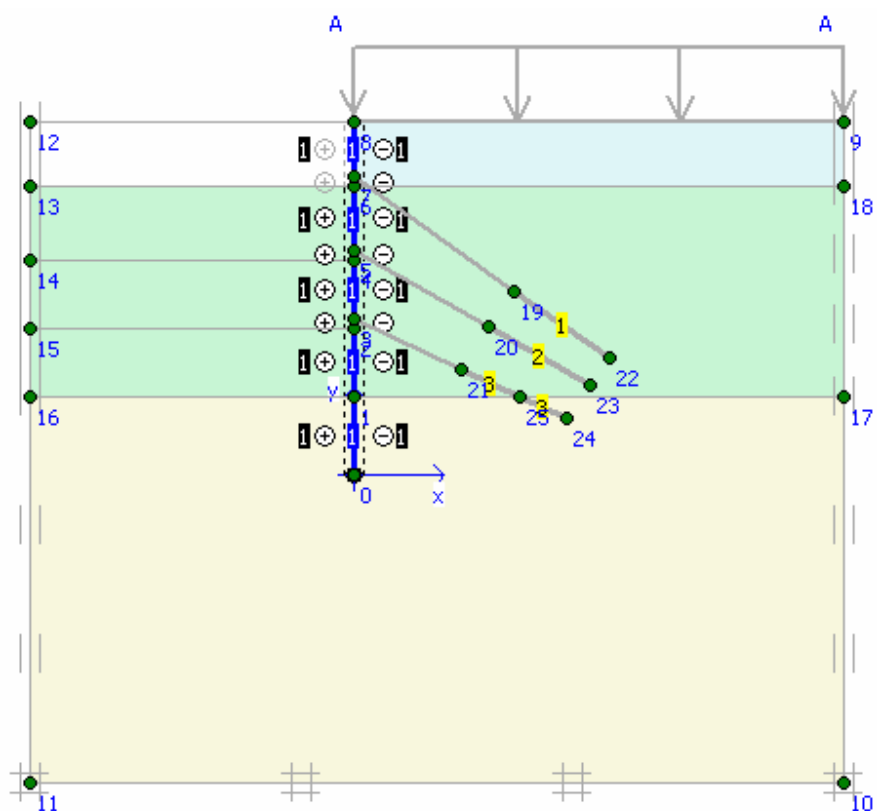


Fig. 4.11 – Fase 1, escavação até à cota ZE1

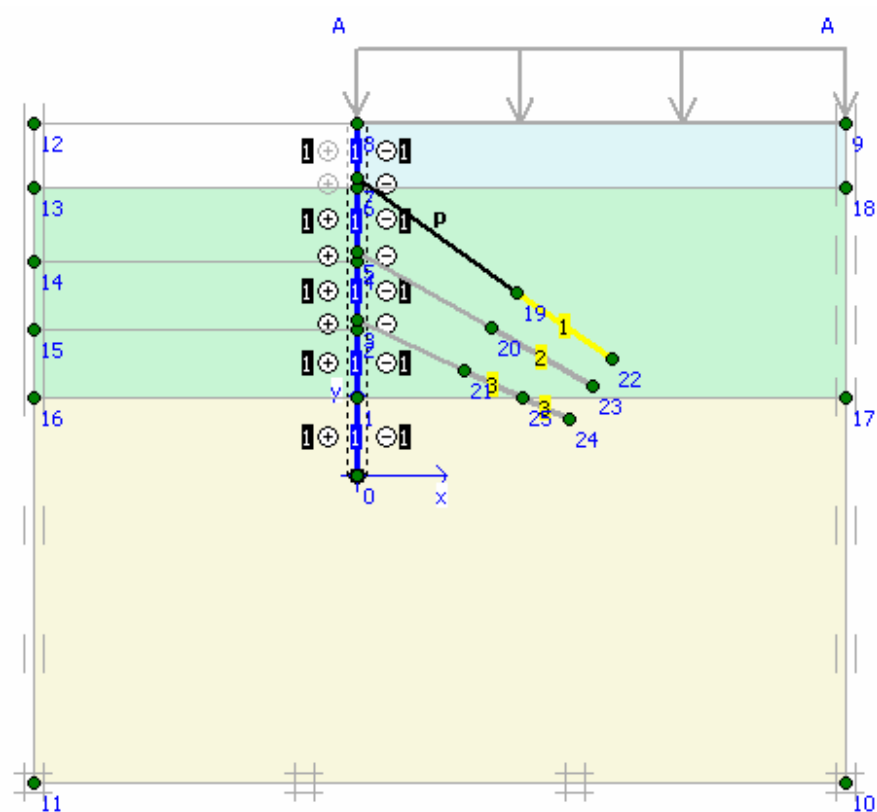
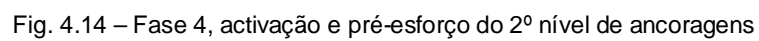


Fig. 4.12 – Fase2, activação e pré-esforço do 1º nível de ancoragens



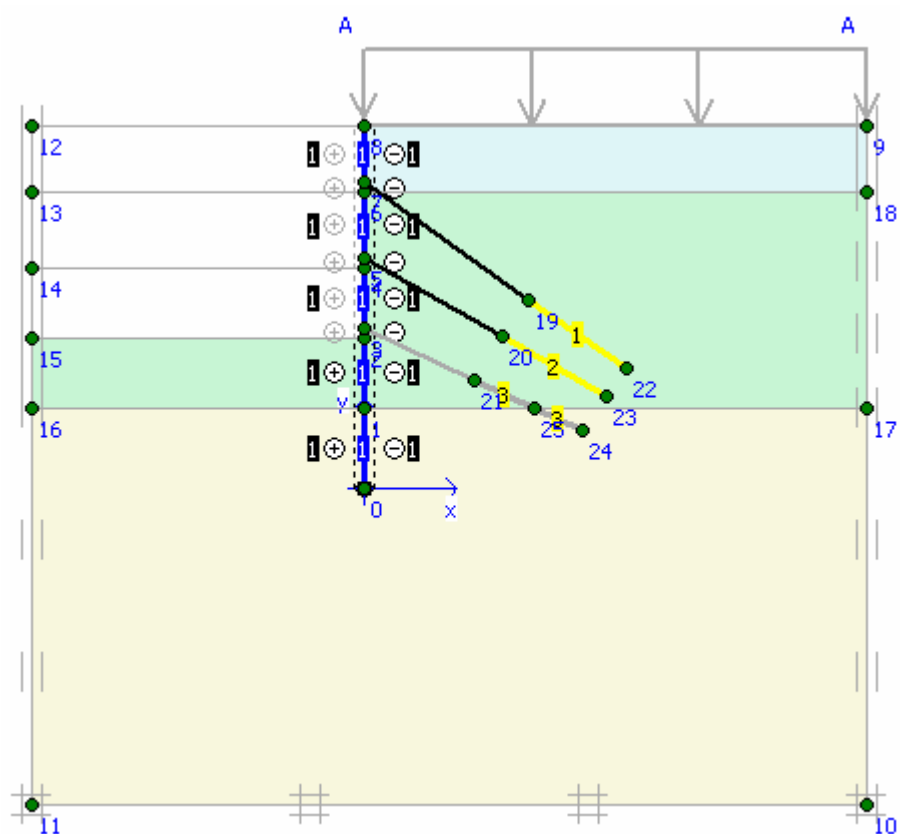


Fig. 4.15 – Fase 5, escavação até à cota ZE3

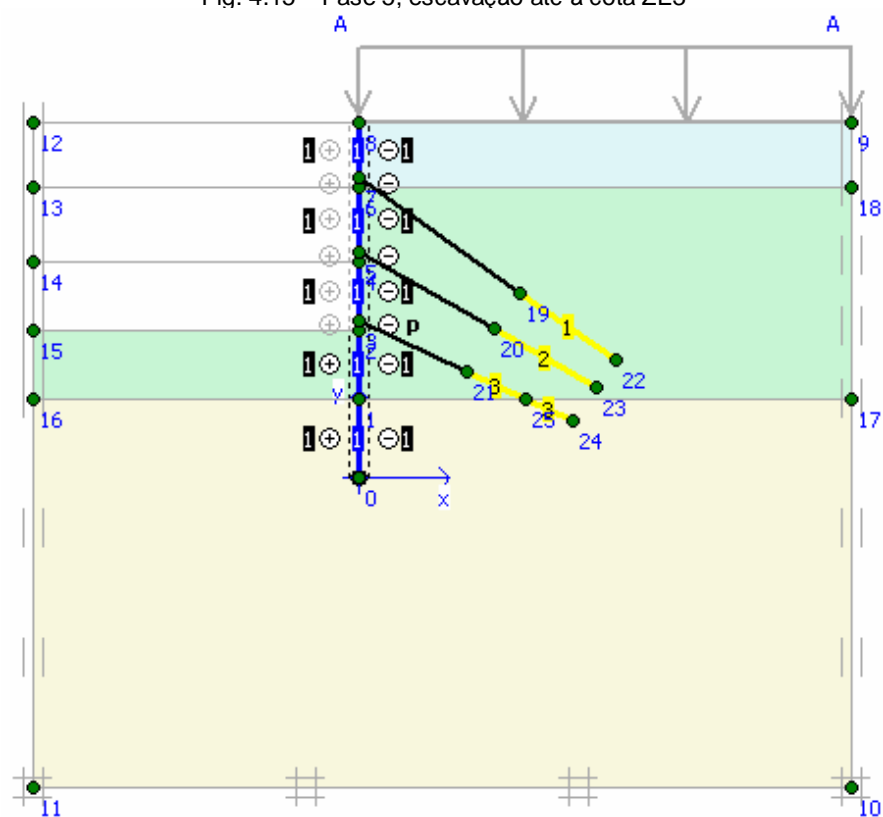


Fig. 4.16 – Fase 6, ativação e pré-esforço do 3º nível de ancoragens

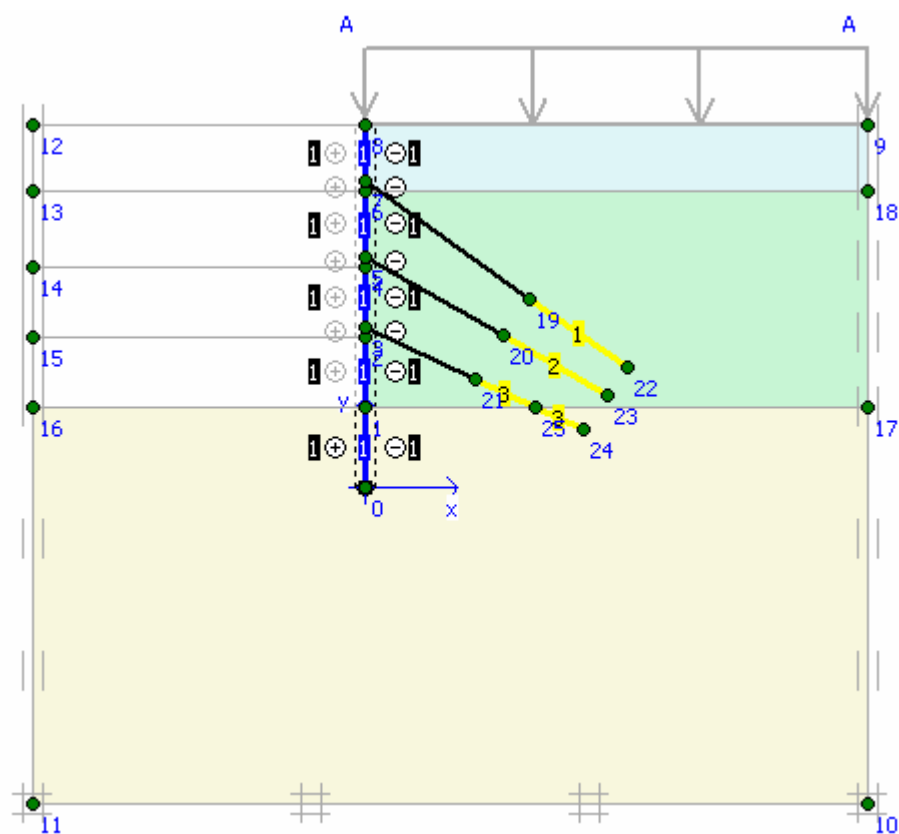


Fig. 4.17 – Fase 7, escavação até à cota de fundo de escavação

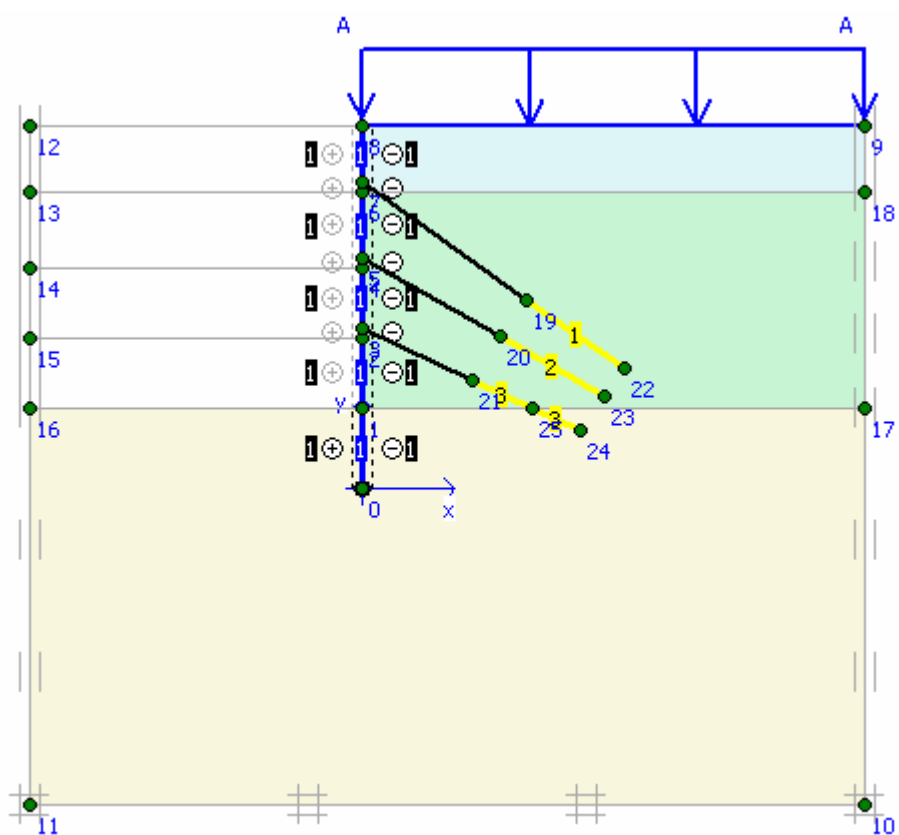


Fig. 4.18 – Fase 8, activação da sobrecarga de 10kPa à superfície

4.7 RESULTADOS

Nas figuras 4.19 e 4.20 encontram-se representados os momentos flectores e os deslocamentos da cortina para todas as fases.

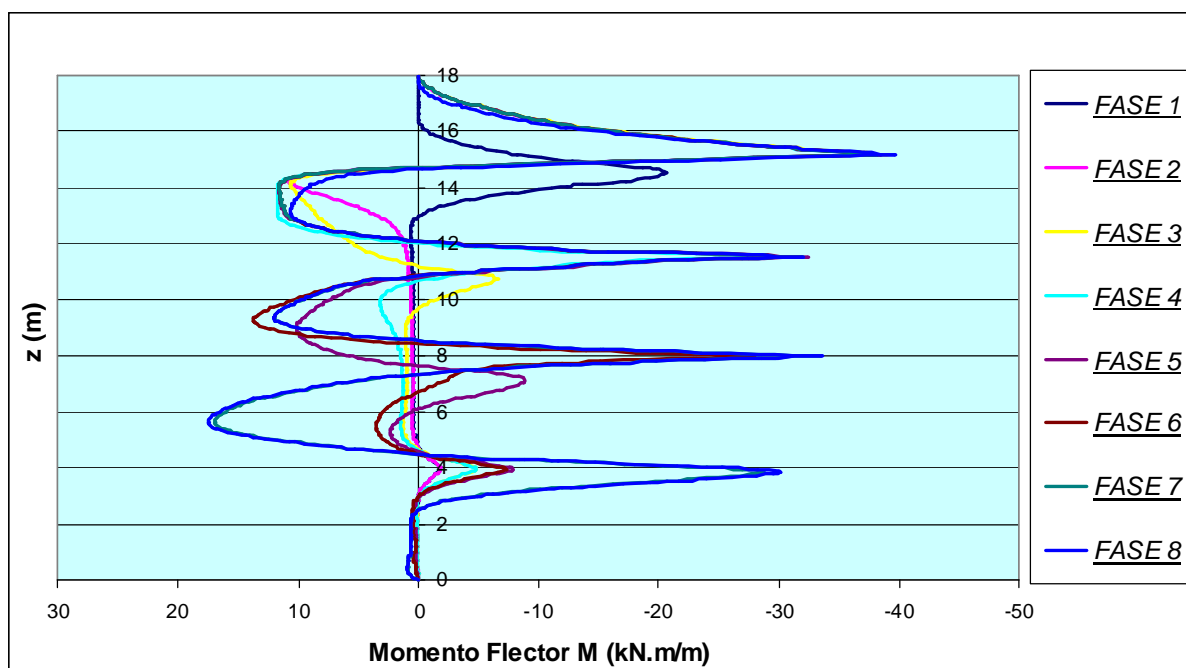


Fig. 4.19– Diagramas de momentos flectores

Os valores máximos de momentos registados são: do lado negativo 39,56 kN.m/m e do lado positivo 17,52 kN.m/m .

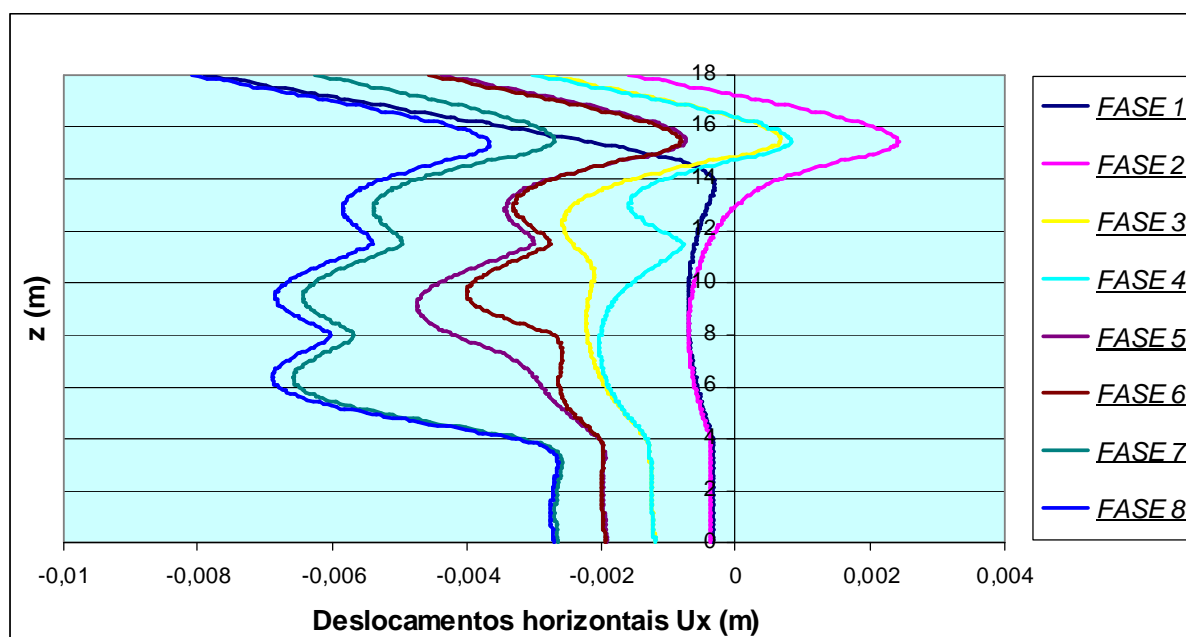


Fig. 4.20– Diagramas de deslocamentos horizontais

Os valores máximos de deslocamentos horizontais registados são entre 2,4 mm e – 8,1 mm para a superfície da cortina.

Ilustram-se agora os mapas de cores correspondentes aos resultados obtidos para deslocamentos verticais e horizontais, ver figuras 4.21 e 4.22.

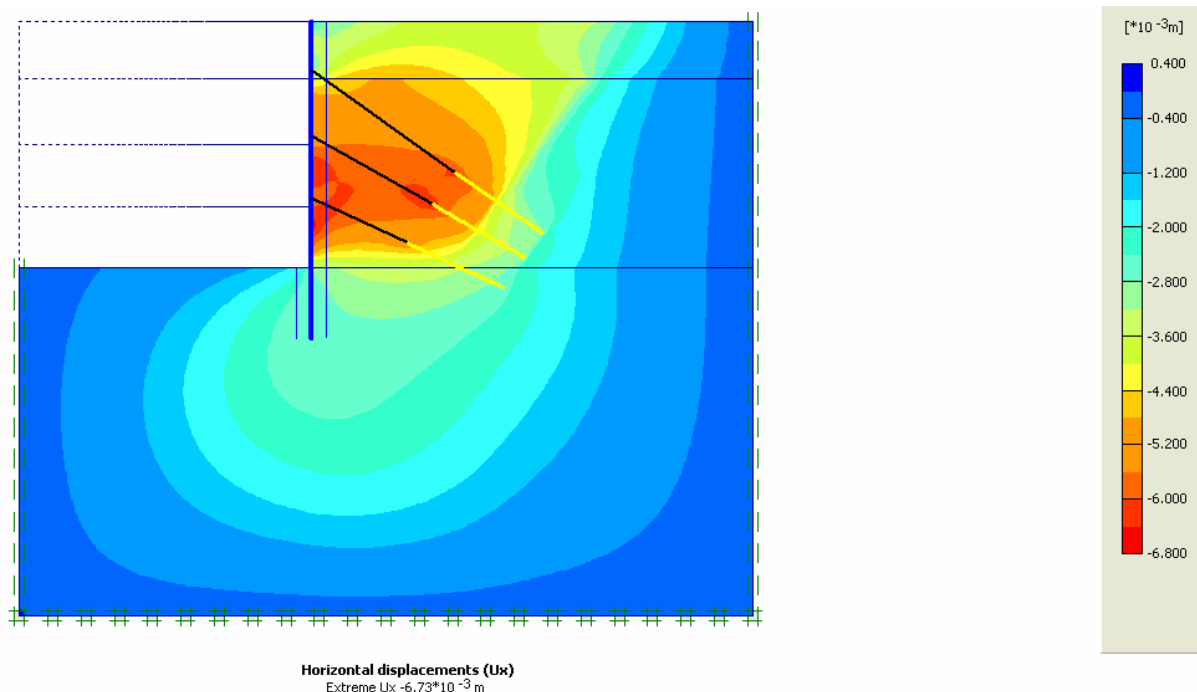


Fig. 4.21 – Deslocamentos horizontais

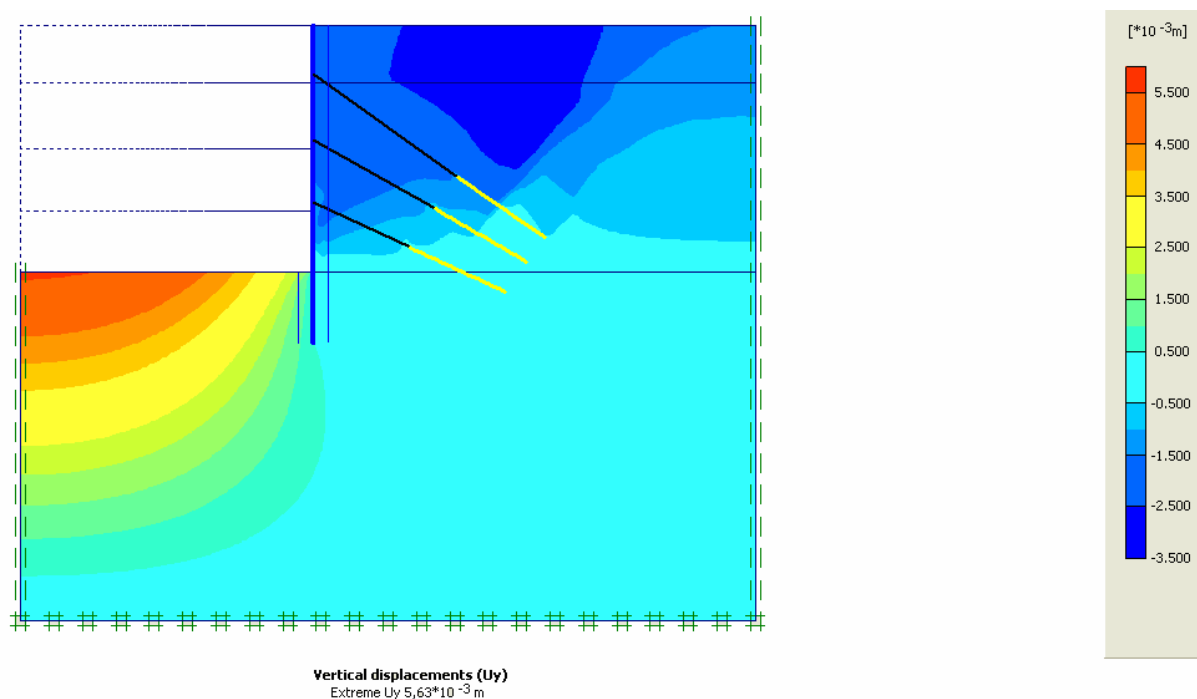


Fig. 4.22 – Deslocamentos verticais

Como comentário aos resultados obtidos pode dizer-se que eles são bastante aceitáveis não pondo em causa a estabilidade dos terrenos vizinhos, nomeadamente na zona da Faculdade de Medicina Dentária. O deslocamento vertical máximo, no final da escavação, é de 5,6 mm, sendo que na zona próxima da faculdade, o seu valor é ainda menor, na ordem dos 3 mm como se observa na figura 4.23 que ilustra os assentamentos na superfície do terreno remanescente.



Fig. 4.23 – Assentamentos na superfície do terreno remanescente

Analisando a figura 4.22, constata-se a existência de duas grandes zonas de deslocamentos verticais distintas. Por um lado, a zona no interior da escavação, em que se dá um empolamento do solo. Os valores do deslocamento são positivos, sentido ascendente. Isto ocorre porque o volume de terreno remanescente exerce pressão sobre o terreno no fundo da escavação promovendo o seu movimento “para cima” além da própria descompressão do solo que ocorre nesta zona. Por outro lado, a outra grande área de deslocamentos encontra-se na superfície do terreno, a cerca de 10 m da escavação. A forma do assentamento nesta zona está de acordo com as previsões, e a proporção do seu deslocamento, em relação à altura da escavação, também é aceitável.

Repare-se na forma corrente dos assentamentos à superfície que se apresentam na figura 4.24.

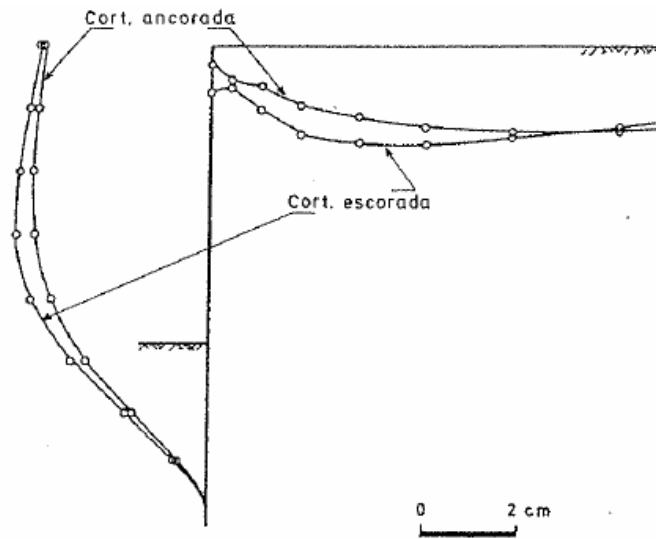


Fig. 4.24 – Deslocamentos laterais da parede e assentamentos da superfície no fim da construção para a cortina associada a ancoragens pré-esforçadas e as escoras não pré-esforçadas. (Matos Fernandes, 1990)

A forma dos assentamentos na cortina pré-esforçada apresentados na figura 4.24 é precisamente a que ocorre no estudo efectuado em Plaxis (figura 4.25).

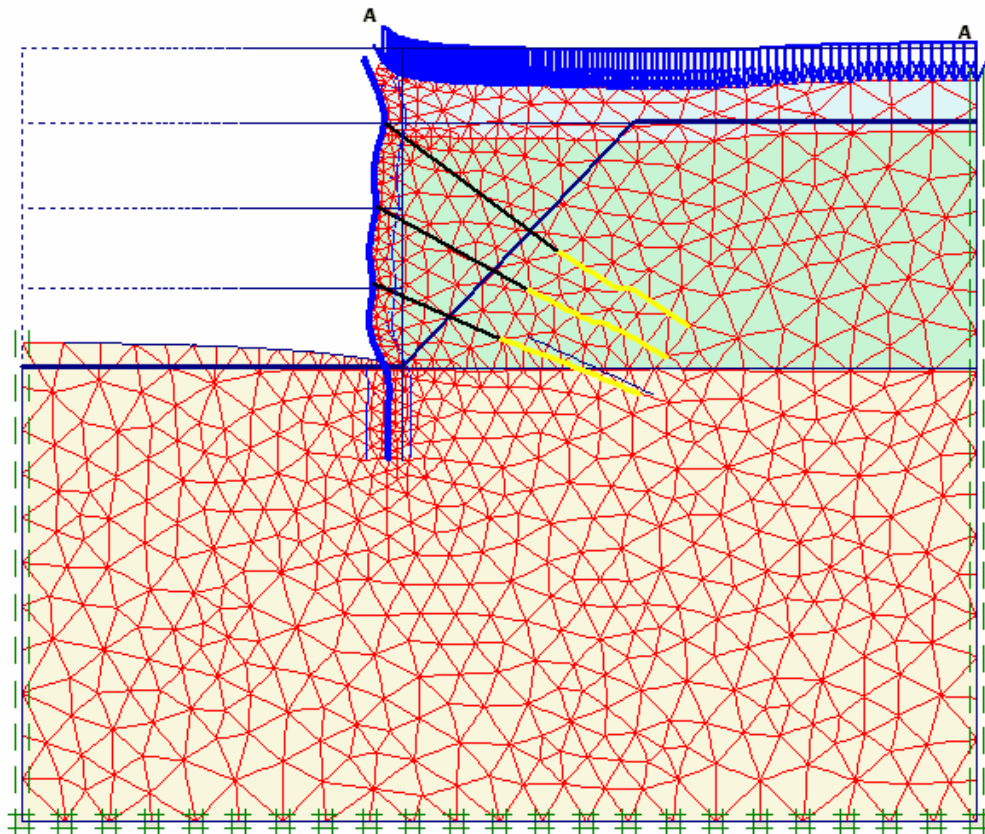
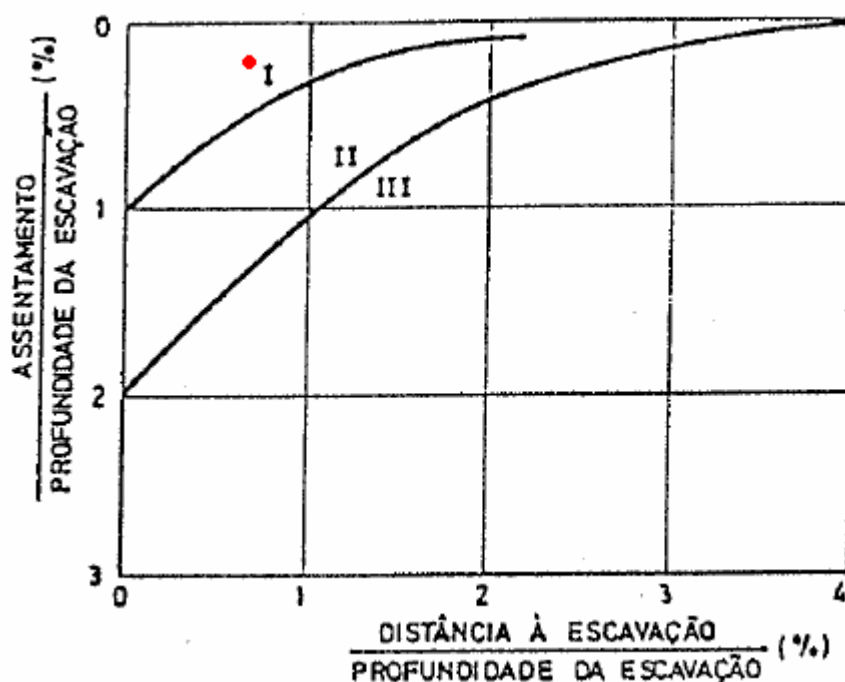


Fig. 4.25 – Deformada da cortina

Por outro lado, para se confirmar a adequação da dimensão dos assentamentos obtidos na modelação, recorre-se ao gráfico elaborado por Peck em 1969. Este autor, numa tentativa de estimar os

assentamentos na superfície do terreno, procedeu à observação de um grande número de obras com estruturas de suporte tradicionais. A limitação deste estudo é não ter em conta os parâmetros da contenção. Sabe-se hoje que as características da cortina afectam também os assentamentos, e não só as características do maciço (Palmer e Kenney, 1972; Tsui, 1974; Mana, 1978).

Fig. 4.26– Assentamentos expectáveis em escavações suportadas por estruturas flexíveis tradicionais (Peck, 1969)



Na figura 4.26, a zona I corresponde aos solos granulares. Os valores obtidos na análise em Plaxis, resultam num ponto representado pela mancha vermelha, dentro, portanto, dos valores espectáveis.

4.8 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

4.8.1 PERFIS METÁLICOS

4.8.1.1 Esforços normais e de flexão

Procede-se agora à verificação de segurança dos perfis verticais HEB220 em relação aos Estados Limites Últimos (ELU) de resistência relativos aos esforços transversos e de flexão.

Para satisfazer a segurança é necessário cumprir a condição:

$$\sigma_{sd} \leq \sigma_{rd} \quad (4.6)$$

Em que a variável σ_{sd} corresponde ao valor de cálculo da tensão actuante e σ_{rd} ao valor de cálculo da tensão resistente.

Para obter os valores de cálculo do momento flector actuante, M_{sd} , utiliza-se a seguinte expressão:

$$M_{sd} = 1,35 \times M \times s_{hp} \quad (4.7)$$

em que o valor 1,35 corresponde a um coeficiente de segurança, M é o valor do momento flector obtido através do programa de elementos finitos e por fim, s_{hp} é o afastamento entre os perfis.

Os valores de cálculo do esforço axial actuante em cada um dos troços i do perfil, cujas extremidades são definidas pelos eixos das vigas de repartição das ancoragens, são calculados por intermédio da seguinte expressão:

$$N_{sd} = 1,35 \frac{s_h}{s_{hp}} \sum_{j=1}^i T_{aj} \sin \alpha_j \quad (4.8)$$

Na expressão anterior, s_h representa o afastamento horizontal entre ancoragens, $T_{aj} = 1,2 \times T_{tj}$. Nesta última fórmula, T_{tj} é o pré-esforço que se aplica na ancoragem do nível j enquanto α é o ângulo da ancoragem com a horizontal.

A determinação do valor de cálculo da tensão que actua sobre os perfis, que resulta simultaneamente de esforços de flexão e compressão, efectua-se segundo o Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios (REAE), através da expressão:

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A\varphi} + \frac{cM_{sd}^{max}}{kw \left(1 - \frac{N_{sd}}{\frac{N_E}{1,8}} \right)} \quad (4.9)$$

Os valores constantes na fórmula anterior têm os seguintes significados:

N_{sd} é o valor de cálculo do esforço normal actuante, M_{sd}^{max} representa o valor de cálculo do momento flector actuante máximo, φ é o coeficiente de encurvadura definido no artigo nº42.2 e é função do coeficiente de esbelteza, λ , w é o módulo de flexão, k é o coeficiente de bambeamento definido no artigo nº 43 e função de lh/be (l é o vão do elemento flectido entre apoios ou entre contraventamentos sucessivos que impeçam deslocamentos laterais da secção recta ou rotações em torno do eixo longitudinal do elemento, h é a altura do elemento, b é a largura dos banzos e e é a espessura dos banzos), c é um coeficiente que tem em conta a mobilidade da estrutura e finalmente N_E é a carga crítica de Euler.

Resta dizer que, também segundo este regulamento, a tensão normal resistente para um aço da classe Fe360 tem o valor de 235 MPa.

Como se pode constatar pela observação do quadro 4.9, a tensão resistente dos perfis é sempre superior à tensão verificada em todos os tramos do perfil. Deste modo se conclui a adequação dos perfis HEB220 para a escavação em estudo.

Quadro 4.9 – Verificação da segurança dos perfis em relação aos ELU

	1º Tramo	2º Tramo	3º Tramo
N_{sd} (kN)	209,07	443,97	642,51
M_{sd} (kN.m)	80,10495	64,82633	67,878
A (cm ²)	91	91	91
i (cm)	5,59	5,59	5,59
l (m)	3,6	3,6	3,95
l_e (m)	2,88	2,88	3,4365
I	51,520572	51,52057	61,47585
f	0,7907034	0,790703	0,7246
l_h/b_e	225	225	260,75
k	1	1	1
w (cm ²)	736	736	736
I (cm ⁴)	8091	8091	8091
N_E (kN)	20197,416	20197,42	14185,61
σ_{sd} (MPa)	139,96073	153,4097	197,8525
σ_{rd} (MPa)	235	235	235

4.8.1.2 Capacidade de carga da fundação

A capacidade de carga da fundação dos perfis em relação às acções verticais é calculada com base no método de Bustamante e Gianeselli (1983) que se baseia nos resultados do ensaio CPT, “Cone Penetration Test”, nomeadamente no dado da resistência de ponta. Este é um método semi-empírico, conseguido pelos autores mediante a observação de ensaios de estacas de vários tipos e em condições variadas. A Norma utilizada será a actualização do DTU de 1992, efectuada em 1999. É importante referir que o Eurocódigo 7 (EC7) admite o recurso a métodos deste tipo. Da mesma forma, os coeficientes de segurança parciais propostos neste método estão em linha com os níveis de segurança preconizados pelos Eurocódigos Estruturais, nomeadamente EC7, para este tipo de projecto.

Segundo este método, a resistência última ao carregamento será:

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = A_p \cdot q_p + \sum A_{si} \cdot q_{si} \quad (4.10)$$

em que A_p representa a área de ponta, A_{si} a área do fuste por camada de solo e q_u e q_{si} são as resistências de ponta e lateral unitárias, respectivamente.

Estas resistências são função dos valores determinados através do ensaio CPT:

$$q_u = k_c \cdot q_c \quad (4.11)$$

$$q_{si} = \min[q_c / \beta; q_{s\max}] \quad (4.12)$$

em que q_c é a resistência de ponta, k_c e β são parâmetros que dependem da natureza do solo e do tipo de estaca.

Considera-se que a selagem dos perfis será realizada em maciço com características idênticas às do maciço G4 (N_{60} (SPT) > 60) ou superiores. A resistência de ponta do CPT, q_c , correspondente ao

maciço G4, determina-se assumindo a correlação entre este parâmetro e N_{60} (SPT) proposta por Burland e Burbridge (1985) que correlaciona q_c/N_{60} com o diâmetro médio das partículas (D_{50}). Deste modo, considerou-se o valor de q_c (MPa)/ N_{60} (SPT)=0,6 para o parâmetro em questão. As variáveis que entram no cálculo da capacidade de carga encontram-se no quadro 4.9.

Quadro 4.10 – Variáveis consideradas no cálculo

N_{60} (SPT)	N_{60} (SPT) médio	q_c (kPa)	k_c	β	$q_{smáx}$ (KPa)
>60	60	36000	0,5	300	120

Os valores característicos do perfil, a área do fuste e de ponta, ficha, expressam-se no quadro 4.10.

Quadro 4.11 – Características do perfil

A ponta (cm ²)	A fuste (m ² /m)	d (m)
91	1,27	4

Efectuaram-se os cálculos das resistências de ponta e lateral unitárias e seguidamente calculou-se o valor das resistências ELU e ELS. Os valores obtidos encontram-se no quadro 4.11.

Quadro 4.12 – Resultados obtidos para as resistência de carga da fundação

q_p (kPa)	q_s (kPa)	Q_p (kN)	Q_s (kN)	Q_u (kN)	Q_c (kN)
18000	120	163,8	609,6	773,4	508,62

Os dados anteriores devem agora ser comparados com os valores dos esforços axiais máximos a que o perfil está submetido e verificar se a estrutura é estável. Para ELU, considera-se o valor de N_{sd} majorado de 1,35, tal como efectuado para o dimensionamento do perfil. Para ELS não se efectua majoração. A comparação de valores demonstra-se no quadro 4.12.

Quadro 4.13 – Comparação dos valores da resistência do solo e dos esforços no perfil

Perfil	ELS		ELU	
	N_{sd} (kN)	Q_c (kN)	N_{sd} (kN)	Q_u (kN)
N39	475,94	508,62	642,51	773,4

Como se pode constatar no quadro 4.12, a ficha do perfil verifica a capacidade de carga vertical, uma vez que os esforços axiais nas duas situações são sempre menores que a resistência do solo.

4.8.2 VERIFICAÇÃO DAS CARGAS NAS ANCORAGENS

Esta verificação realiza-se impondo a condição de que as cargas nas ancoragens ao longo de todas as fases da escavação não ultrapassem a tracção admissível, T_a .

A tracção admissível para o 1º nível de ancoragens é 180 kN/m e para os restantes níveis é 232 kN/m, correspondendo estes valores a $1,2 \times T_{ti}$.

As figuras seguintes, 4.27 e 4.28 esquematizam a carga nas ancoragens para as várias fases de escavação bem como a tracção admissível nas mesmas. Estes valores foram obtidos pela análise no programa de elementos finitos Plaxis.

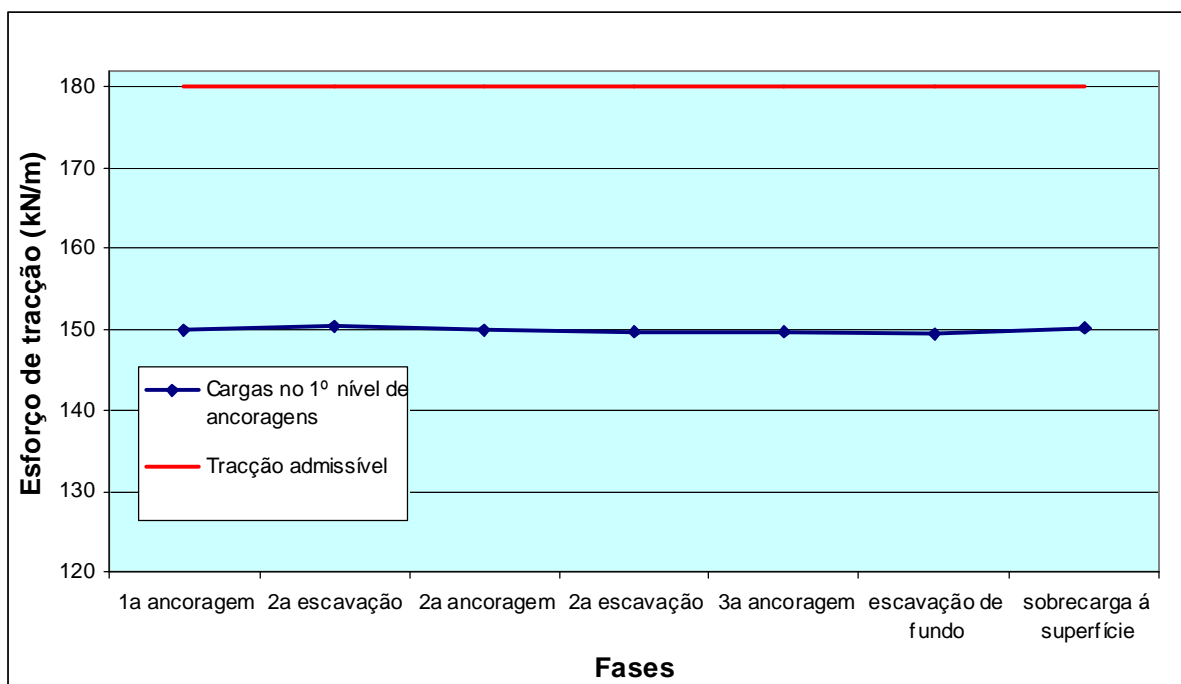


Fig. 4.27 – Variação das cargas no 1º nível de ancoragens ao longo do faseamento construtivo obtidas através da modelação em Plaxis versus tracção admissível nas mesmas

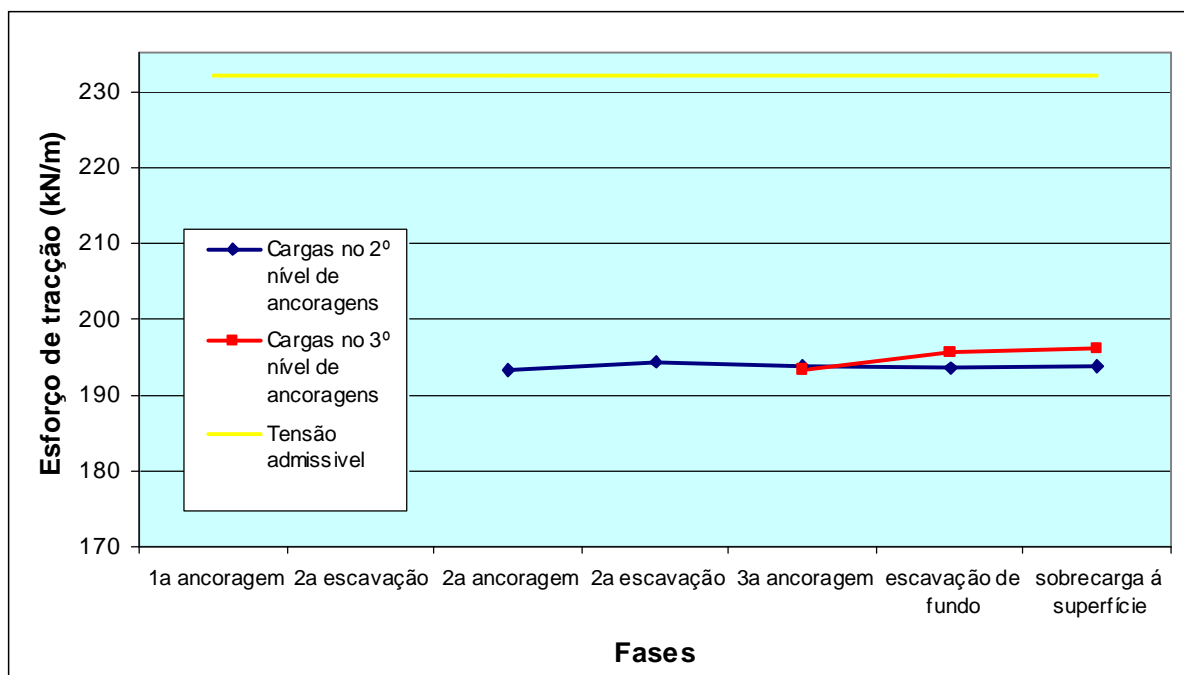


Fig. 4.28 - Variação das cargas nos últimos níveis de ancoragens ao longo do faseamento construtivo obtidas através da modelação em Plaxis versus tracção admissível nas mesmas

Como se constata pela análise das figuras 27 e 28, o esforço de tracção nas ancoragens ao longo do faseamento construtivo situa-se sempre consideravelmente abaixo da tracção admissível para cada nível de ancoragem.

4.8.3 PRANCHAS DE MADEIRA

Neste ponto verifica-se a segurança das pranchas de madeira relativamente aos Estados Limites Últimos de resistência.

O EC5 preconiza que a propriedade resistente de determinado material se calcula por intermédio da seguinte expressão:

$$X_d = \frac{K_{mod} \cdot X_k}{\gamma_m} \quad (4.13)$$

em que K_{mod} representa um factor de correcção que depende do material em análise, da classe de serviço e da duração das acções, enquanto γ_m é o coeficiente parcial de segurança relativo aos materiais.

Neste caso, para madeira maciça, com cargas de média duração e uma classe de serviço 3, K_{mod} tem o valor de 0,65.

O coeficiente de segurança γ_m tem o valor de 1,30 para combinações referentes a ELU.

Quanto à qualidade da madeira, considera-se como pertencente à classe E de acordo com a NP 4035, como tal:

$$f_{m,k} = 18MPa \quad (4.14)$$

A verificação de segurança da madeira relativamente à ruptura por flexão deve satisfazer a seguinte condição:

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d} \quad (4.15)$$

em que $\sigma_{m,d}$ representa o valor de cálculo da tensão normal actuante e calcula-se da seguinte forma:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{I} \cdot y \quad (4.16)$$

Na mesma equação, $f_{m,d}$ é o valor de cálculo da tensão normal resistente que se calcula de acordo com a equação 4.13 adquirindo assim o valor de 9 MPa.

Sendo assim, apresenta-se no quadro 4.13 o cálculo da espessura mínima das pranchas de madeira. Para tal igualou-se $\sigma_{m,d}$ a $f_{m,d}$ obtendo-se a espessura para o valor limite, que naturalmente revelou valores muito baixos para esta dimensão. Isto é, com as espessuras de pranchas de madeira comerciais mais correntes a cortina fica bastante longe do limite de ruptura.

Quadro 4.14 – Cálculo da espessura mínima das pranchas de madeira

Cota	$Z_{tn}-Z_{e1}$	$Z_{e1}-Z_{e2}$	$Z_{e2}-Z_{e3}$	$Z_{e3}-Z_{fe}$
σ_h (kPa)	27,85	57,25	79,58	111,39
p_{sd} (kN/m)	37,5975	77,2875	107,433	150,3765
l (m)	1,5	1,5	1,5	1,5
M_{sd} (kN.m)	10,5743	21,73711	30,21553	42,29339
M_{sd} (kN.m) x 0,7 (redist.)	7,402008	15,21598	21,15087	29,60537
$f_{m,k}$ (MPa)	18	18	18	18
K_{mod}	0,65	0,65	0,65	0,65
γ_m	1,3	1,3	1,3	1,3
$f_{m,d}$ (MPa)	9	9	9	9
$\sigma_{m,d}$ (MPa)	9	9	9	9
e_{min} (m)	0,007	0,1	0,11	0,13
e (cm)	8	10	12	14

O cálculo das tensões totais na direcção horizontal foi feito recorrendo à modelação efectuada no programa Plaxis.

Simplificadamente considera-se o modo de funcionamento estrutural das pranchas de madeira análogo ao de uma viga simplesmente apoiada. Como tal:

$$M_{sd} = \frac{p_{sd} \cdot l^2}{8} \quad (4.17)$$

Em que l toma o valor de 1,5 m, distância que representa simultaneamente o afastamento entre os perfis verticais. O valor de M_{sd} é depois afectado de um coeficiente de redistribuição de 0,7. Este coeficiente pretende concretizar nos esforços actuantes, calculados pelo método já referido, a existência da redistribuição de tensões criada pelo efeito de arco. Este efeito representa o fenómeno do sistema de transmissão de tensões através do terreno. Neste caso, parte dos esforços que poderiam

desenvolver-se na madeira são transferidos para apoios, tais como os perfis verticais e as ancoragens. Tal facto ocorre uma vez que a madeira é um material extremamente flexível e o solo tem a capacidade de transferir esforços das regiões mais deformáveis para as mais rígidas, como os apoios. Quanto maior for a redução admitida para o cálculo, maior será a flexibilidade da cortina, consequentemente, maior será também a deformação da madeira entre os perfis e maior será a transferência de esforços para os mesmos. Desta forma o sistema consegue adaptar-se com eficácia às hipóteses de cálculo adoptadas existindo assim raríssimas roturas por flexão.

4.8.4 VIGAS DE REPARTIÇÃO

Para terminar o dimensionamento da cortina procede-se agora ao cálculo das vigas de repartição em função dos ELU de resistência relativos a esforços de flexão.

Este dimensionamento tem por base a satisfação da condição que se apresenta de seguida:

$$\sigma_{sd} \leq \sigma_{rd} \quad (4.18)$$

em que σ_{sd} é o valor de cálculo da tensão normal actuante e σ_{rd} representa o valor de cálculo do esforço normal resistente.

Os valores de cálculo do momento flector actuante, M_{sd} , obtêm-se por intermédio da expressão:

$$M_{sd} = \frac{1,35 \cdot T_a \cdot \cos \alpha}{2} \cdot \left(\frac{s_{hp}}{2} \right) \quad (4.19)$$

em que 1,35 é um coeficiente de segurança, $T_a = 1,2 \times T_{t,ef}$ ($T_{t,ef}$ é o pré-esforço aplicado na ancoragem), α é o ângulo da ancoragem com a horizontal e s_{hp} é o afastamento entre perfis.

O valor de cálculo da tensão actuante nas vigas de repartição efectua-se através da expressão:

$$\sigma_{sd} = \frac{M_{sd}}{w} \quad (4.20)$$

Em que w representa o módulo de flexão da secção transversal.

Finalmente, no quadro 4.14 apresentam-se as verificações de segurança para os vários níveis de vigas de repartição adoptados, cada um correspondendo aos níveis de ancoragens.

Quadro 4.15 – Verificação da segurança das vigas de repartição em relação aos ELU referentes a esforços de flexão

Nível	Tipo	W_x (cm ³)	α_i (°)	$T_{t,ef}$ (kN)	M_{sd} (kN.m)	σ_{sd} (MPa)
1	2UNP280	896	35	450	149,26275	166,58789
2	2	1070	30	580	203,4234	190,11533
3	UNP300		25	580	212,8194	198,89664

Os valores de cálculo da tensão normal actuante são inferiores aos valores de cálculo da tensão normal resistente que tem o valor de 235 MPa para um ferro de classe Fe360. Assim se confirma o perfil adoptado.

4.9 MONITORIZAÇÃO E INSTRUMENTAÇÃO DA OBRA

Estabelece-se neste ponto um sistema de observação preliminar para a escavação e edifícios adjacentes, nomeadamente a Faculdade de Medicina Dentária. Este terá o objectivo de assegurar a segurança das diferentes estruturas subterrâneas que se associam ao processo construtivo e ainda detectar comportamentos anómalos que possam ocorrer nos edifícios situados na vizinhança da obra, em especial a ocorrência de danos nos mesmos.

O objectivo da instrumentação será, essencialmente obter:

- deslocamentos no interior do maciço na vizinhança da escavação recorrendo a inclinómetros;
- assentamentos e deslocamentos superficiais;
- convergências nos suportes;
- variações das pressões hidrostáticas através de piezómetros;
- movimentos de fissuras nas instalações superficiais.
- esforços a que as ancoragens estão sujeitas.

Desta forma sugerem-se secções principais de observação espaçadas de 25 m tal como apresentado na figura 4.29.

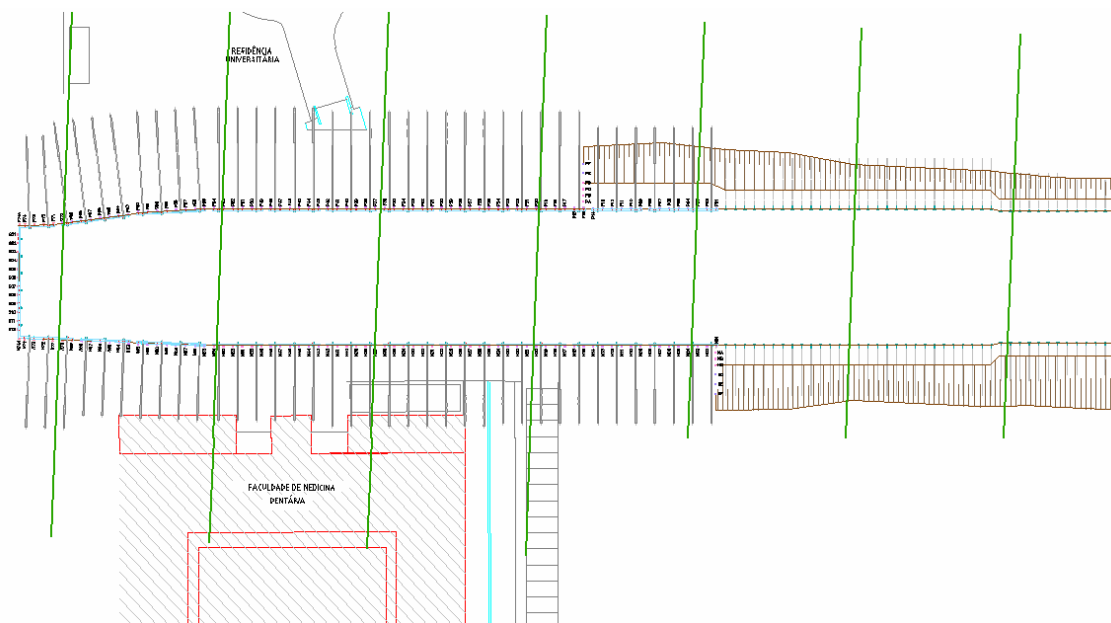


Fig. 4.29 – Secções principais de observação (a verde), espaçadas de 25 m

Os inclinómetros e os piezómetros deverão preferencialmente ser colocados em furos de sondagem já existentes. Vários pontos da estrutura da faculdade devem ser controlados topograficamente de forma identificar possíveis assentamentos da mesma.

Ao longo de toda a cortina, e não só nas secções principais acima definidas, devem ser medidas as convergências entre as estruturas de suporte de ambos os lados da escavação. Essa grandeza será avaliada recorrendo a métodos topográficos.

No que respeita à superfície do terreno, realizar-se-ão medições de assentamentos em marcas topográficas, localizadas nas secções principais já definidas, além de outras colocadas na restante superfície envolvente.

Para controlar o efeito, sobretudo na estrutura da fachada, da escavação, devem-se colocar medidores de fendas em pontos críticos como fachadas. De modo a facilitar tal tarefa pode recorrer-se a testemunhos de gesso que facilitam a observação das fissuras. As figuras 4.30 e 4.31 esquematizam a colocação dos vários instrumentos na obra.

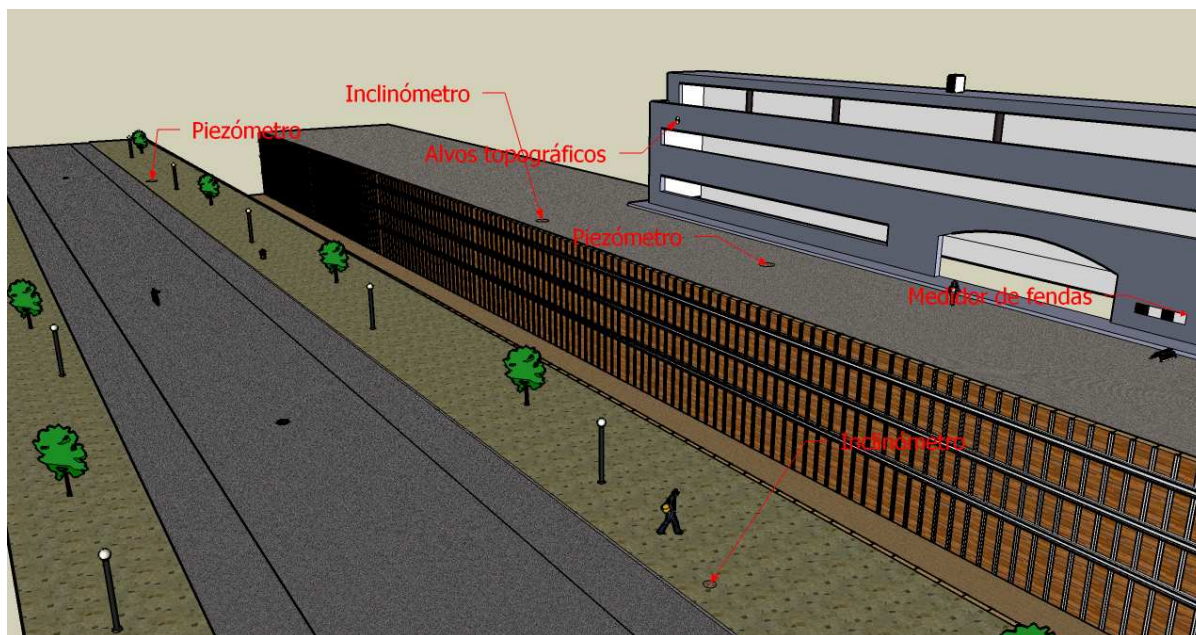


Fig. 4.30 – Desenho esquemático da colocação da instrumentação

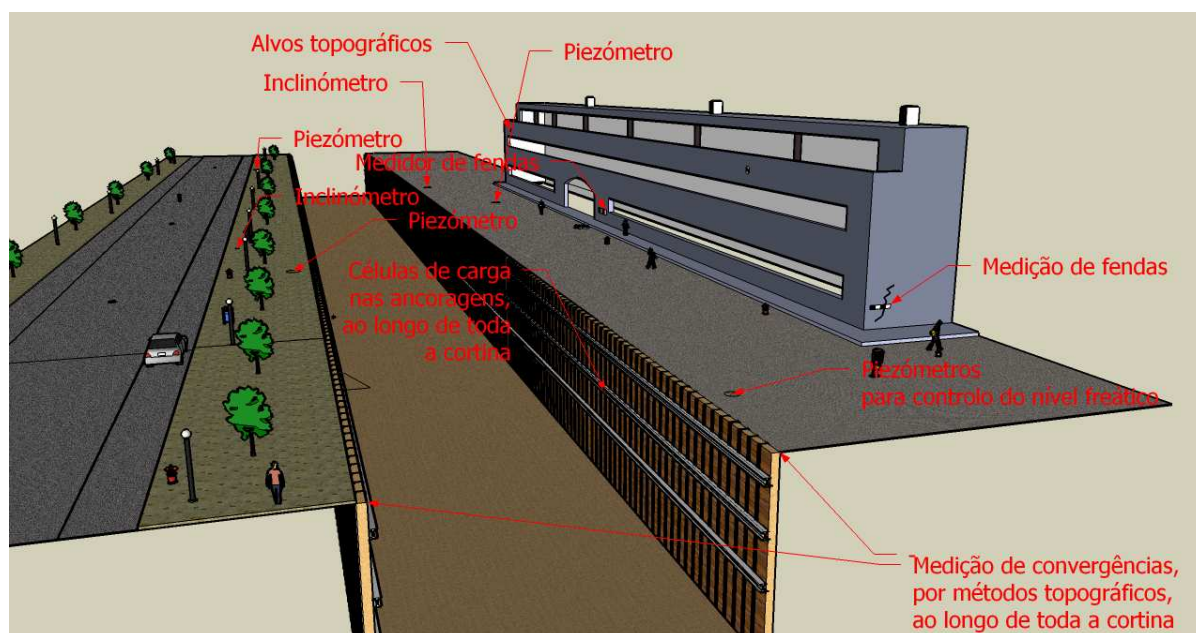


Fig. 4.31 – Desenho esquemático da colocação da instrumentação

A elaboração de planos de observação não segue nenhuma regra específica. Apenas a sensibilidade e a experiência do projectista são determinantes nesse ponto. Pode no entanto dizer-se que a segurança da obra e das estruturas envolventes devem motivar o projectista para um certo conservadorismo ao elaborar tal plano. Quer isto dizer que os limites de alerta e alarme devem ser bastante rigorosos para não dar margem à ocorrência de fenómenos inesperados. Como qualquer obra geotécnica, e tal como já se referiu ao longo desta tese, os diversos parâmetros registados pela observação devem ser sistematicamente utilizados para actualizar os modelos de cálculo elaborados pelo projectista. Tais actualizações condicionarão também os níveis de alerta e alarme ao longo do desenvolvimento da obra. Isto é, mediante a proximidade ou não entre os valores de esforços e deslocamentos previstos e os parâmetros observados durante o desenrolar da obra, será necessário actualizar os níveis de alerta e alarme.

De uma maneira geral, os níveis de alerta e alarme têm consequência na frequência de leituras dos parâmetros na diversa instrumentação presente em obra. Assim sendo, o nível de alerta corresponde a uma leitura mais frequente desses valores em relação ao nível normal, e, da mesma forma, ao nível de alarme correspondem leituras ainda mais frequentes relativamente ao nível de alerta.

Um esquema de organização dos vários níveis de monitorização apresenta-se na figura 32.

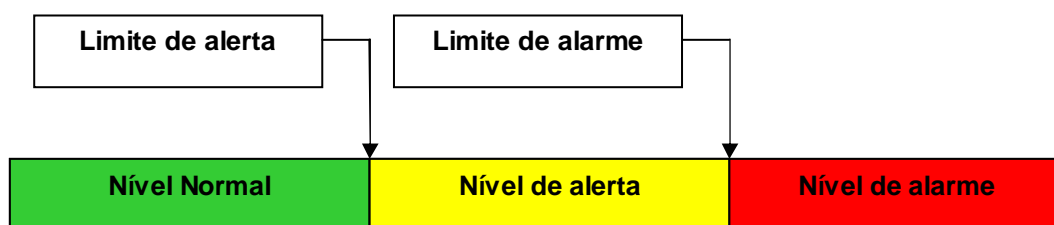


Fig. 4.32 – Esquema de organização dos níveis de monitorização em função dos limites definidos

Em último caso, quando os dados obtidos pela observação chegam a valores bastante dispares do projectado, será necessário parar a obra com consequente reavaliação, por parte do projectista, de todo o sistema. Na verdade, uma grande quantidade de parâmetros e características poderão ser a causa de tal ocorrência. Desde erros nos aparelhos de monitorização, deficiente avaliação das características do terreno e níveis freáticos, defeitos nos materiais, entre muitos outros factores mais ou menos imponderáveis. Eventualmente poderá ser necessário proceder a uma nova campanha de caracterização geotécnica, para aperfeiçoamento do modelo de cálculo por parte do projectista.

Não existe uma regra definida para estabelecimento dos níveis máximos lidos nos aparelhos que definem os limites de alerta e alarme.

Neste trabalho vai-se apenas definir o assentamento máximo permitido para a estrutura da faculdade segundo Bjerrum (1963). Este autor impõe um limite de distorção angular para a fissuração de revestimentos de edifícios de $1/500$. Ora, os pórticos da faculdade têm aproximadamente 5 m na direcção perpendicular á escavação, sendo assim, impondo aquele limite de distorção, o assentamento diferencial máximo será de 1 cm. Se se considerar que a fundação da faculdade que se situa no lado oposto á escavação não assenta, o assentamento máximo permitido para que não haja fissuração nos revestimentos será, do lado da escavação, de 1 cm. Este valor será o limite de alerta, isto é, a partir deste valor medido pela monitorização a obra entrará no nível de alerta aumentando-se a frequência das observações. Para o limite de alarme impõe-se o outro critério de Bjerrum que define como limite para a fissuração de paredes não resistentes o valor de distorção angular de $1/300$. Consequentemente o assentamento máximo será de 1,7 cm. No entanto estes valores não devem ser rígidos uma vez que imensos factores influenciam o comportamento do terreno em termos de assentamentos, desde logo, a

colocação de ancoragens vai gerar deslocamentos nas imediações da estrutura. Assim sendo, uma análise mais detalhada deste problema é necessária para a imposição dos limites já referidos, algo que excede já o âmbito deste trabalho pela complexidade de parâmetros e factores envolvidos.

Como conclusão deste ponto, é importante referir o limite de distorção angular para edifícios com maquinarias sensíveis. A faculdade possui diverso equipamento que previsivelmente apresenta sensibilidade a determinados níveis de assentamento diferencial. Desta forma, Bjerrum (1963) sugere $1/750$ como limite de distorção angular nestes casos concretos. Ora, esta condição é a mais limitativa de todas e resulta num assentamento diferencial máximo admissível de 7 mm.

5

DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DE BETÃO ARMADO

5.1 ACÇÕES PERMANENTES

5.1.1 PESO PRÓPRIO DA ESTRUTURA

Neste ponto descrevem-se as acções que serão consideradas no cálculo estrutural de uma secção da Estação de Metro do Pólo Universitário.

O peso próprio da estrutura, constituída pelos diversos elementos de betão armado, calcula-se admitindo um peso volúmico de 25 kN/m^3 e tendo por base as suas dimensões nominais.

5.1.2 PRESSÕES DE TERRAS

5.1.2.1 Na cobertura

A pressão exercida na cobertura, pelas terras que a recobrem, é calculada com base na altura do recobrimento e admitindo um peso volúmico de 20 kN/m^3 . Para as verificações relativamente ao estado limite de Uplift, o peso admitido terá também esse valor.

5.1.2.2 Nas paredes laterais

As pressões de terras nas paredes laterais calculam-se com base nos parâmetros característicos do solo que constitui o aterro. Considera-se que o ângulo de atrito, ϕ° , do referido solo, possui o valor de 30° , e que os coeficientes de impulso se calculam da seguinte forma:

$$\text{Estado de repouso: } K_0 = 1 - \tan \phi' = 0,5 \quad (5.1)$$

$$\text{Estado limite activo: } K_a = \frac{1 - \tan \phi'}{1 + \tan \phi'} = 0,333 \quad (5.2)$$

5.1.3 PRESSÕES HIDROSTÁTICAS

Para as pressões hidrostáticas estabelecem-se três cenários distintos.

- Cenário 1: admite-se que a cota do nível freático é coincidente com a cota da superfície do terreno natural existente no eixo da estrutura;
- Cenário 2: admite-se que a cota do nível freático se encontra a grande profundidade, isto é, abaixo da laje de fundo;
- Cenário 3: admite-se que a cota do nível freático é coincidente com a cota máxima observada, correspondente a 107,94.

5.1.4 PESO PRÓPRIO DA CATENÁRIA E DOS ELEMENTOS DA PLATAFORMA

As acções relativas aos pesos próprios da catenária e dos vários elementos da plataforma não são condicionantes no dimensionamento da estrutura, pelo que não serão apresentadas.

5.2 ACÇÕES VARIÁVEIS

5.2.1 SOBRECARGAS À SUPERFÍCIE

Consideram-se os efeitos da seguintes sobrecargas actuates à superfície:

- Tipo 1: sobrecarga uniformemente distribuída de valor 50 kN/m^2 , admitindo uma degradação deste valor em 10 kN/m^2 por metro de profundidade, esta sobrecarga apenas se aplica na verificação aos estados limites últimos;
- Tipo 2: sobrecarga uniformemente distribuída de valor 10 kN/m^2 , esta sobrecarga não admite qualquer tipo de degradação em profundidade;
- Tipo 3: sobrecarga constituída por uma carga uniformemente distribuída q_1 de valor 4 kN/m^2 e uma carga transversal com distribuição linear uniforme q_2 de valor 50 kN/m , conforme definido no RSA para pontes de Classe I, para a carga q_1 não se admite qualquer degradação em profundidade; para a carga q_2 admite-se uma degradação definida por linhas inclinadas de 30° em relação à vertical e limitando-se o seu valor a um máximo de 50 kN/m^2 .

As pressões nas paredes laterais, que resultam da actuação destas sobrecargas, calculam-se recorrendo aos coeficientes de impulso activo ou de repouso, já definidos anteriormente.

5.2.2 SOBRECARGAS FERROVIÁRIAS

Podem-se definir três tipos de sobrecargas ferroviárias.

- devidas ao Metro. (figura 5.1)
- devidas à Atacadeira Pesada. (figura 5.2)
- devidas à Locomotiva. (figura 5.3)

Estas acções não são condicionantes, desta forma não se consideram no dimensionamento estrutural.

5.3 CASOS DE CARGA

No Quadro 5.1 resumem-se os casos de carga considerados.

Quadro 5.1 – Casos de carga considerados

Casos de carga	Descrição
1	Peso próprio da estrutura
2	Pressões de terras na cobertura – Cenário 1
3	Pressões de terras nas paredes laterais – Estado de repouso – Cenário 1
4	Pressões de terras nas paredes laterais – Estado limite activo – Cenário 1
5	Pressões de terras na cobertura – Cenário 2
6	Pressões de terras nas paredes laterais – Estado de repouso – Cenário 2
7	Pressões de terras nas paredes laterais – Estado limite activo – Cenário 2
8	Pressões de terras na cobertura – Cenário 3
9	Pressões de terras nas paredes laterais – Estado de repouso – Cenário 3
10	Pressões de terras nas paredes laterais – Estado limite activo – Cenário 3
11	Pressões hidrostáticas nas paredes laterais – Cenário 1
12	Pressões hidrostáticas nas paredes laterais – Cenário 3
13	Pressões hidrostáticas na laje de fundo – Cenário 1
14	Pressões hidrostáticas na laje de fundo – Cenário 3
15	Pressões na cobertura devidas à sobrecarga Tipo 1
16	Pressões nas paredes laterais devidas à Sobrecarga Tipo 1 – Estado de repouso
17	Pressões nas paredes laterais devidas à Sobrecarga Tipo 1 – Estado limite activo
18	Pressões na cobertura devidas à Sobrecarga Tipo 2
19	Pressões nas paredes laterais devidas à Sobrecarga Tipo 2 – Estado de repouso
20	Pressões nas paredes laterais devidas à Sobrecarga Tipo 2 – Estado limite activo
21	Pressões na cobertura devidas à Sobrecarga Tipo 3
22	Pressões nas paredes laterais devidas à Sobrecarga Tipo 3 – Estado de repouso
23	Pressões nas paredes laterais devidas à Sobrecarga Tipo 3 – Estado limite activo

5.4 COMBINAÇÃO DE ACÇÕES

5.4.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS (ELU)

No dimensionamento da estrutura têm-se em conta várias combinações correspondentes aos três cenários considerados para a posição do nível freático.

Para cada um desses cenários hidrostáticos considera-se a possibilidade de actuação isolada de cada uma das sobrecargas tipo, as quais se admite poderem actuar em posições distintas, já que assim se contemplam as hipóteses mais desfavoráveis para cada um dos elementos da estrutura.

Sendo assim, as sobrecargas vão ser colocadas nas seguintes posições: em toda a superfície, apenas na superfície delimitada pela trincheira, fora da superfície delimitada pela trincheira e, por último, o caso de ausência de sobrecargas.

Na verificação de segurança relativa aos ELU foram consideradas 72 possíveis combinações de acções. Sendo que as combinações de 1 a 36 se baseiam no facto de o solo se encontrar em estado limite activo, enquanto nas combinações 37 a 72 o solo é considerado em estado de repouso. Em princípio a primeira série de combinações será mais desfavorável para as lajes de cobertura e de fundo, ao passo que o segundo grupo de combinações deverá ser mais desfavorável para as paredes laterais. No entanto, são levadas em conta as envolventes de todas as combinações para o dimensionamento dos vários elementos estruturais da estação.

Para os coeficientes de segurança, já referidos anteriormente, admitem-se os seguintes valores:

- γ_{gi} correspondente às pressões devidas às terras: 1,35 ou 1,00, respectivamente se as acções tiverem um efeito desfavorável ou favorável;
- γ_{gi} correspondente às pressões hidrostáticas: 1,20 para o cenário 1 e 1,35 para o Cenário 3;
- γ_q correspondente às acções variáveis: 1,50 ou 0,00, respectivamente, se as acções tiverem efeitos desfavorável ou favorável.

5.4.2 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO (ELS)

Na verificação de segurança em relação aos estados limites de fendilhação são consideradas as combinações 73 a 120 e para os estados limites de deformação as combinações 121 a 168. Nas seguintes séries de combinações: 81 a 88, 97 a 104, 113 a 120, 129 a 138, 145 a 152 e 161 a 168 considera-se que o solo se encontra no estado de repouso.

De acordo com o RSA atribuem-se os seguintes valores para os coeficientes ψ das sobrecargas dos tipos 2 e 3:

- $\psi_0 = 0,6$
- $\psi_1 = 0,4$
- $\psi_2 = 0,2$.

Para a sobrecarga do tipo 1 apenas se considera a verificação de segurança para os ELU.

Os quadros 5.2 a 5.5 resumem as combinações efectuadas no programa Robot.

Quadro 5.2 – Combinações de acções

Combinação	Cenário	Sobrecarga	PP	Terras - Cenário 1	Terras - Cenário 2	Terras - Cenário 3	Água - Cenário 1	Água - Cenário 3	Sobrecarga 1	Sobrecarga 2	Sobrecarga 3
1	1	Tipo 1	1,35	1,35	1,35		1,2	1,2	1,5		
2			1,35	1,35	1,35		1,2	1,2	1,5		
3			1,35	1,35	1,35		1,2	1,2	1,5		
4			1,35	1,35	1,35		1,2	1,2	1,5		
5		Tipo 2	1,35	1,35	1,35		1,2	1,2		1,5	
6			1,35	1,35	1,35		1,2	1,2		1,5	
7			1,35	1,35	1,35		1,2	1,2		1,5	
8			1,35	1,35	1,35		1,2	1,2		1,5	
9		Tipo 3	1,35	1,35	1,35		1,2	1,2			1,5
10			1,35	1,35	1,35		1,2	1,2			1,5
11			1,35	1,35	1,35		1,2	1,2			1,5
12			1,35	1,35	1,35		1,2	1,2			1,5
13	2	Tipo 1	1,35	1,35	1,35	1,35			1,5		
14			1,35	1,35	1,35	1,35			1,5		
15			1,35	1,35	1,35	1,35			1,5		
16			1,35	1,35	1,35	1,35			1,5		
17		Tipo 2	1,35	1,35	1,35	1,35				1,5	
18			1,35	1,35	1,35	1,35				1,5	
19			1,35	1,35	1,35	1,35				1,5	
20			1,35	1,35	1,35	1,35				1,5	
21		Tipo 3	1,35	1,35	1,35	1,35					1,5
22			1,35	1,35	1,35	1,35					1,5
23			1,35	1,35	1,35	1,35					1,5
24			1,35	1,35	1,35	1,35					1,5
25	3	Tipo 1	1,35		1,35	1,35	1,35	1,35	1,5		
26			1,35		1,35	1,35	1,35	1,35	1,5		
27			1,35		1,35	1,35	1,35	1,35	1,5		
28			1,35		1,35	1,35	1,35	1,35	1,5		
29		Tipo 2	1,35		1,35	1,35	1,35	1,35		1,5	
30			1,35		1,35	1,35	1,35	1,35		1,5	
31			1,35		1,35	1,35	1,35	1,35		1,5	
32			1,35		1,35	1,35	1,35	1,35		1,5	
33		Tipo 3	1,35		1,35	1,35	1,35	1,35			1,5
34			1,35		1,35	1,35	1,35	1,35			1,5
35			1,35		1,35	1,35	1,35	1,35			1,5
36			1,35		1,35	1,35	1,35	1,35			1,5

ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Quadro 5.3 – Combinação de acções (continuação)

Combinação	Cenário	Sobrecarga	PP	Terras - Cenário 1	Terras - Cenário 2	Terras - Cenário 3	Água - Cenário 1	Água - Cenário 3	Sobrecarga 1	Sobrecarga 2	Sobrecarga 3
37	1	Tipo 1	1	1,35 1,35			1,2 1,2		1,5 1,5		
38			1	1,35 1,35			1,2 1,2		1,5		
39			1	1,35 1,35			1,2 1,2		1,5		
40			1	1,35 1,35			1,2 1,2				
41		Tipo 2	1	1,35 1,35			1,2 1,2			1,5 1,5	
42			1	1,35 1,35			1,2 1,2			1,5	
43			1	1,35 1,35			1,2 1,2			1,5	
44			1	1,35 1,35			1,2 1,2				
45	2	Tipo 3	1	1,35 1,35			1,2 1,2				1,5 1,5
46			1	1,35 1,35			1,2 1,2				1,5
47			1	1,35 1,35			1,2 1,2				1,5
48			1	1,35 1,35			1,2 1,2				
49		Tipo 1	1		1,35 1,35				1,5 1,5		
50			1		1,35 1,35				1,5		
51			1		1,35 1,35				1,5		
52			1		1,35 1,35						
53	3	Tipo 2	1		1,35 1,35					1,5 1,5	
54			1		1,35 1,35					1,5	
55			1		1,35 1,35					1,5	
56			1		1,35 1,35						
57		Tipo 3	1		1,35 1,35						1,5 1,5
58			1		1,35 1,35						1,5
59			1		1,35 1,35						1,5
60			1		1,35 1,35						
61	3	Tipo 1	1			1,35 1,35		1,35 1,35	1,5 1,5		
62			1			1,35 1,35		1,35 1,35	1,5		
63			1			1,35 1,35		1,35 1,35	1,5		
64			1			1,35 1,35		1,34 1,35			
65		Tipo 2	1			1,35 1,35		1,35 1,35		1,5 1,5	
66			1			1,35 1,35		1,35 1,35		1,5	
67			1			1,35 1,35		1,35 1,35		1,5	
68			1			1,35 1,35		1,35 1,35			
69	3	Tipo 3	1			1,35 1,35		1,35 1,35			1,5 1,5
70			1			1,35 1,35		1,35 1,35			1,5
71			1			1,35 1,35		1,35 1,35			1,5
72			1			1,35 1,35		1,35 1,35			

ESTADOS LIMITES ULTIMOS

Quadro 5.4 – Combinação de acções (continuação)

Combinação	Cenário	Sobrecarga	PP	Terras - Cenário 1	Terras - Cenário 2	Terras - Cenário 3	Água - Cenário 1	Água - Cenário 3	Sobrecarga 1	Sobrecarga 2	Sobrecarga 3
				1 2 3 4	5 6 7	8 16 10	11 13	12 14	15 16 17	18 19 20	21 22 23
73	1	Tipo 2	1	1			1				
74			1	1			1				
75			1	1			1				
76			1	1			1				
77		Tipo 3	1	1			1				
78			1	1			1				
79			1	1			1				
80			1	1			1				
81		Tipo 2	1	1			1				
82			1	1			1				
83			1	1			1				
84			1	1			1				
85		Tipo 3	1	1			1				
86			1	1			1				
87			1	1			1				
88			1	1			1				
89	2	Tipo 2	1		1						
90			1		1						
91			1		1						
92			1		1						
93		Tipo 3	1		1						
94			1		1						
95			1		1						
96			1		1						
97		Tipo 2	1		1						
98			1		1						
99			1		1						
100			1		1						
101		Tipo 3	1		1						
102			1		1						
103			1		1						
104			1		1						
105	3	Tipo 2	1			1		1			
106			1			1		1			
107			1			1		1			
108			1			1		1			
109		Tipo 3	1			1		1			
110			1			1		1			
111			1			1		1			
112			1			1		1			
113		Tipo 2	1			1		1			
114			1			1		1			
115			1			1		1			
116			1			1		1			
117		Tipo 3	1			1		1			
118			1			1		1			
119			1			1		1			
120			1			1		1			

ESTADOS LÍMITES DE FENDILHAMENTO

Quadro 5.5 – Combinação de acções (continuação)

Combinação	Cenário	Sobrecarga	PP	Terras - Cenário 1				Terras - Cenário 2				Terras - Cenário 3				Água - Cenário 1				Água - Cenário 3				Sobrecarga 1				Sobrecarga 2				Sobrecarga 3				
				1	2	3	4	5	6	7	8	16	10	11	13	12	14	15	16	17	18	19	20	21	22	24	15	16	17	18	19	20	21	22	24	
121	1	Tipo 2	1	1	1						1	1																								
122		1	1	1							1	1																								
123		1	1	1							1	1																								
124		1	1	1							1	1																								
125		1	1	1							1	1																								
126		1	1	1							1	1																								
127		1	1	1							1	1																								
128		1	1	1							1	1																								
129	2	Tipo 2	1	1	1	1					1	1																								
130		1	1	1	1						1	1																								
131		1	1	1	1						1	1																								
132		1	1	1	1						1	1																								
133		1	1	1	1						1	1																								
134		1	1	1	1						1	1																								
135		1	1	1	1						1	1																								
136		1	1	1	1						1	1																								
137	3	Tipo 2	1							1	1																									
138		1								1	1																									
139		1								1	1																									
140		1								1	1																									
141		1								1	1																									
142		1								1	1																									
143		1								1	1																									
144		1								1	1																									
145	2	Tipo 2	1							1	1																									
146		1								1	1																									
147		1								1	1																									
148		1								1	1																									
149		1								1	1																									
150		1								1	1																									
151		1								1	1																									
152		1								1	1																									
153	3	Tipo 2	1							1	1																									
154		1								1	1																									
155		1								1	1																									
156		1								1	1																									
157		1								1	1																									
158		1								1	1																									
159		1								1	1																									
160		1								1	1																									
161	2	Tipo 2	1							1	1																									
162		1								1	1																									
163		1								1	1																									
164		1								1	1																									
165		1								1	1																									
166		1								1	1																									
167		1								1	1																									
168		1								1	1																									

5.5 MODELAÇÃO DA ESTRUTURA EM PLAXIS

A estrutura da estação de metro foi também analisada recorrendo ao programa de elementos finitos Plaxis. Obviamente que esta análise é diferente daquela que será efectuada em Robot. No Plaxis, as propriedades da estrutura, nomeadamente secções, inércia e módulos de elasticidade, são de menor definição relativamente às propriedades do terreno. Como exemplo deve referir-se o facto de ser muito difícil simular no Plaxis a variação existente na secção da cobertura. Isto é, como já foi explicado anteriormente, na cobertura a secção de betão é variável, e possui 3 inclinações diferentes. Optou-se nesta análise por atribuir às secções a sua inclinação de projecto. No entanto para a espessura que varia entre 80 cm e 60 cm utilizaram-se valores médios. Desta forma, o primeiro troço da cobertura, da ponta para o meio vão, tem uma espessura de projecto variável entre 80 e 70 cm. Nesta análise em Plaxis efectuou-se o cálculo com o valor médio de 75 cm. Continuando para a secção intermédia, esta varia entre 70 e 60 cm. De acordo com o que foi feito no outro troço, utilizou-se o valor médio de 65 cm. Finalmente, o troço de meio vão da cobertura não apresenta nenhuma variação na espessura. Assim sendo, adopta-se a espessura de 60 cm. Os restantes elementos da estrutura são modelados de acordo com as suas características reais.

A modelação aqui apresentada corresponde à secção da escavação mais profunda, aquela já analisada para o dimensionamento da cortina.

A análise em Robot tem por base a aplicação de coeficientes de segurança às cargas existentes. Ora, isto conduz inevitavelmente à existência de esforços bem superiores aos registados caso esses coeficientes não fossem aplicados. A análise em Plaxis se for efectuada com os valores característicos dos elementos, como o peso da água, ou o peso volúmico do solo, conduz inevitavelmente a esforços menores.

Assim, de modo a fazer uma comparação mais válida entre os esforços obtidos pelo Plaxis e pelo Robot, o cálculo no primeiro será feito com os valores constantes no quadro 5.2.

Quadro 5.6 – Características dos elementos utilizadas no cálculo em Plaxis

	Valor original	Coeficiente utilizado	Valor final
$\gamma_{\text{água}}$	10 kN/m ³	1,2	12 kN/m ³
γ_{aterro}	20 kN/m ³	1,35	27 kN/m ³
$\gamma_{\text{betão}}$	25 kN/m ³	1,35	33,75 kN/m ³
Q_j	50 kN/m	1,5	75 kN/m

Por outro lado, no capítulo anterior, aquando da modelação da cortina, utilizou-se valores de k_0 (coeficiente de impulso em estado de repouso), diversificados para cada horizonte geotécnico. Neste caso, tal como explicado em 5.1.2.2, existem apenas dois cenários, $k_0=0,5$ e $k_a=0,333$. Isto deve-se ao facto de serem estes os coeficientes utilizados no cálculo em Robot e como tal, para uma melhor comparação de resultados, utilizam-se os mesmos valores. Uma rápida análise aos dados gerados por estes dois coeficientes permite constatar que o cenário do coeficiente de impulso em repouso é menos favorável, pois conduz a tensões horizontais superiores. Deste modo, o cálculo da estrutura em Plaxis passa pela utilização do $k_0=0,5$.

A geometria do modelo apresenta-se seguidamente, na Figura 5.1.

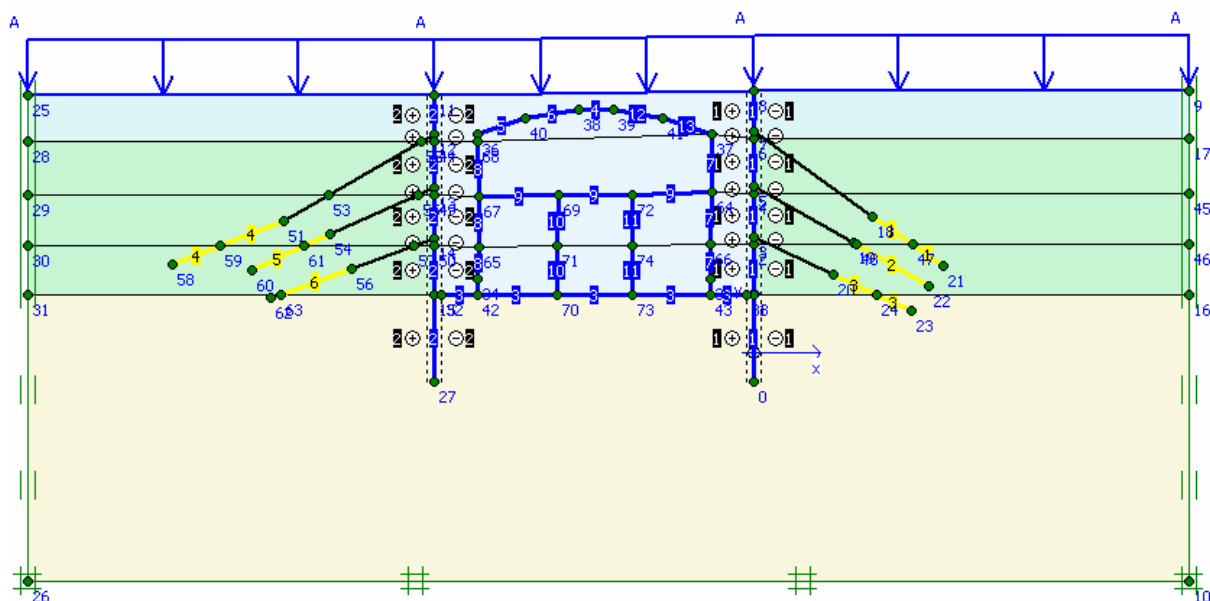


Fig. 5.1 – Geometria da modelação da estrutura em PLAXIS

O faseamento construtivo utilizado é o inverso do apresentado para a escavação da cortina e apresenta-se no quadro seguinte.

Quadro 5.7 – Faseamento do cálculo da modelação da estrutura em PLAXIS

Fase 1	Construção da estrutura
Fase 2	Aterro da 1ª fase
Fase 3	Desactivação do 3º nível de ancoragens
Fase 4	Aterro da 2ª fase
Fase 5	Desactivação do 2º nível de ancoragens
Fase 6	Aterro da 3ª fase
Fase 7	Desactivação do 1º nível de ancoragens
Fase 8	Aterro até à superfície do terreno remanescente
Fase 9	Activação da sobrecarga

5.5.1 ESFORÇOS NA ESTRUTURA CALCULADOS ATRAVÉS DO PLAXIS

Seguidamente apresentam-se os gráficos (figuras 5.2 a 5.7) dos momentos para as secções principais da estrutura como a cobertura, ambas as paredes laterais e a laje.

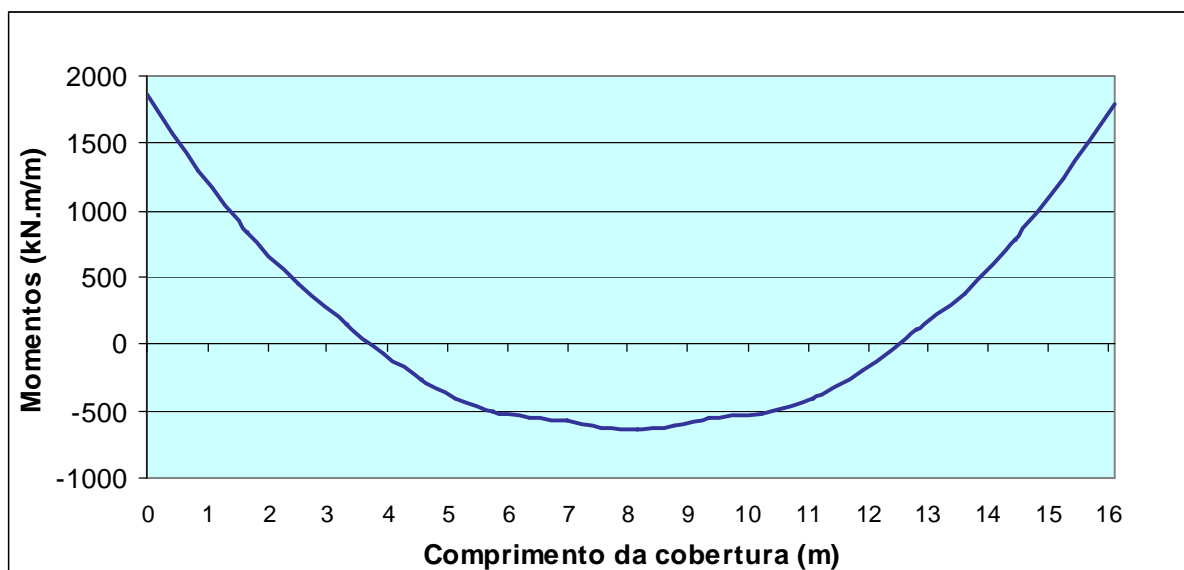


Fig. 5.2 – Momentos flectores na cobertura (Plaxis)

O momento a meio vão é de -636,14 kN.m/m enquanto junto aos apoios é de 1873,5 kN.m/m do lado esquerdo e 1800 kN.m/m do lado direito.

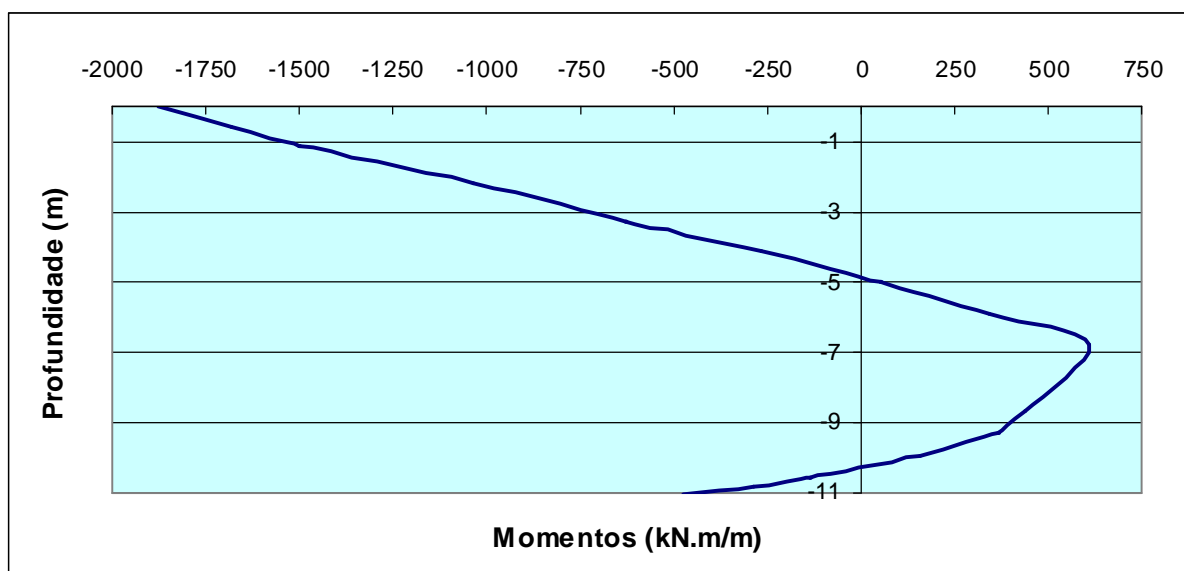


Fig. 5.3 – Momentos flectores na parede do lado esquerdo (Plaxis)

Na parede esquerda o momento máximo tem sinal negativo e situa-se no topo da parede com o valor 1873,5 kN.m/m. A meio da parede o momento tem o máximo valor positivo de 610,7 kN.m/m. Finalmente, na base da parede o momento é de -288,6 kN.m/m.

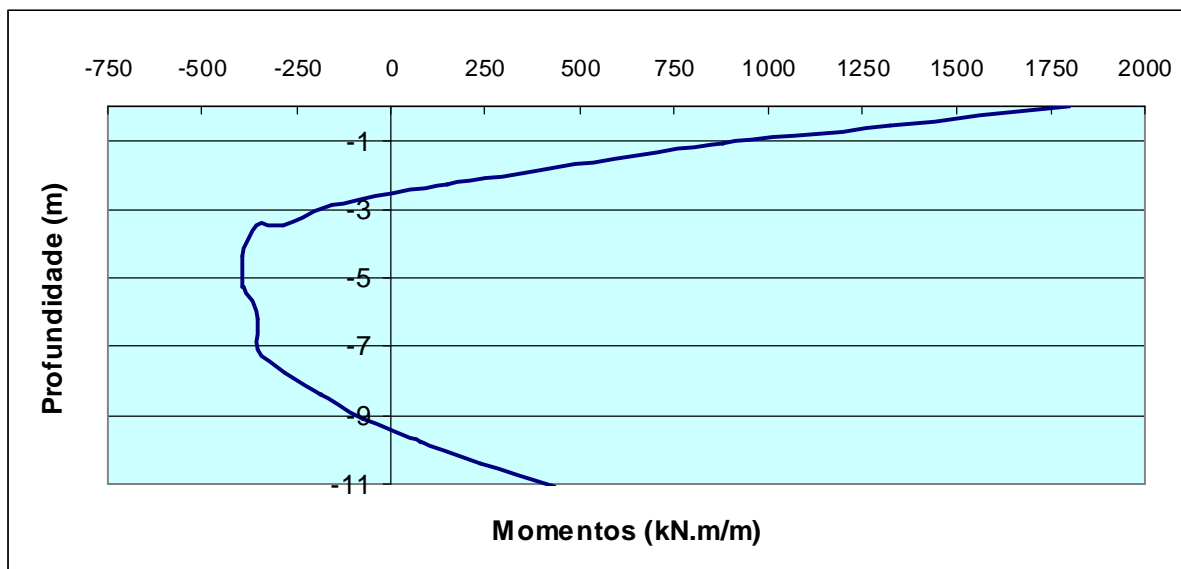


Fig. 5.4 – Momentos flectores na parede do lado direito (Plaxis)

Na parede direita o momento no topo é máximo e de valor 1800 kN.m/m. A meio vão o momento é de -428 kN.m/m. Por fim, o momento na base da parede é de 432,9 kN.m/m.

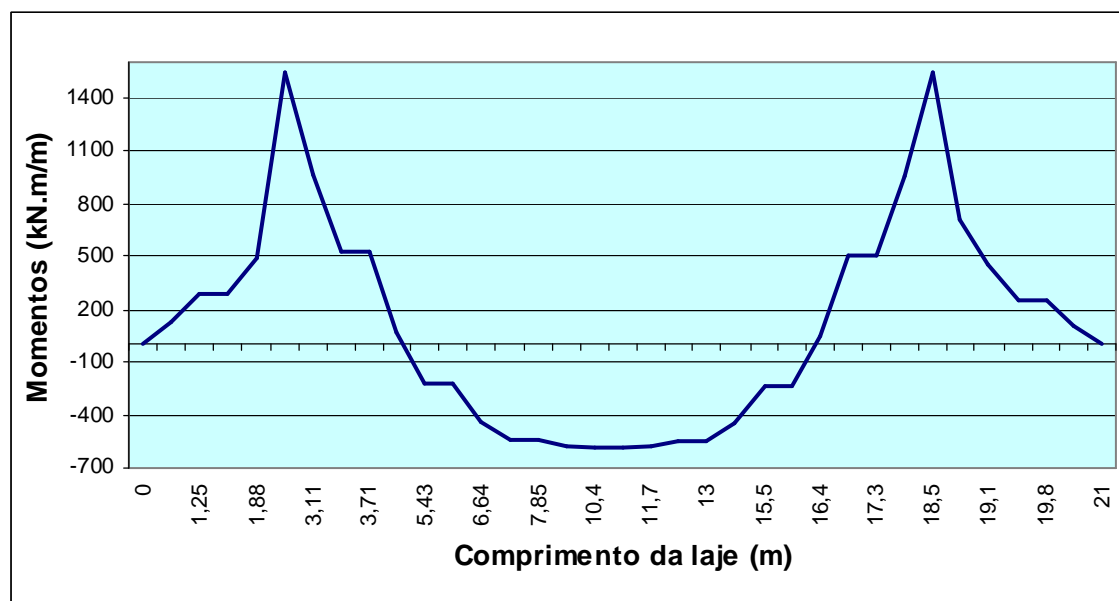


Fig. 5.5 – Momentos flectores na laje de fundo (Plaxis)

Finalmente, no que diz respeito à laje de fundo, o momento máximo é de 1540 kN.m/m no encastramento com as paredes laterais enquanto a meio vão o momento apresentado pelo programa Plaxis é de 582 kN.m/m.

5.5.2 DESLOCAMENTOS NA ESTRUTURA CALCULADOS ATRAVÉS DO PLAXIS

Os deslocamentos na estrutura (figuras 5.6 a 5.9) calculados através do programa Plaxis não serão, à partida, determinantes no dimensionamento da estrutura. No entanto, poderão ser comparados com aqueles obtidos pelas combinações para o estado limite de deformação.

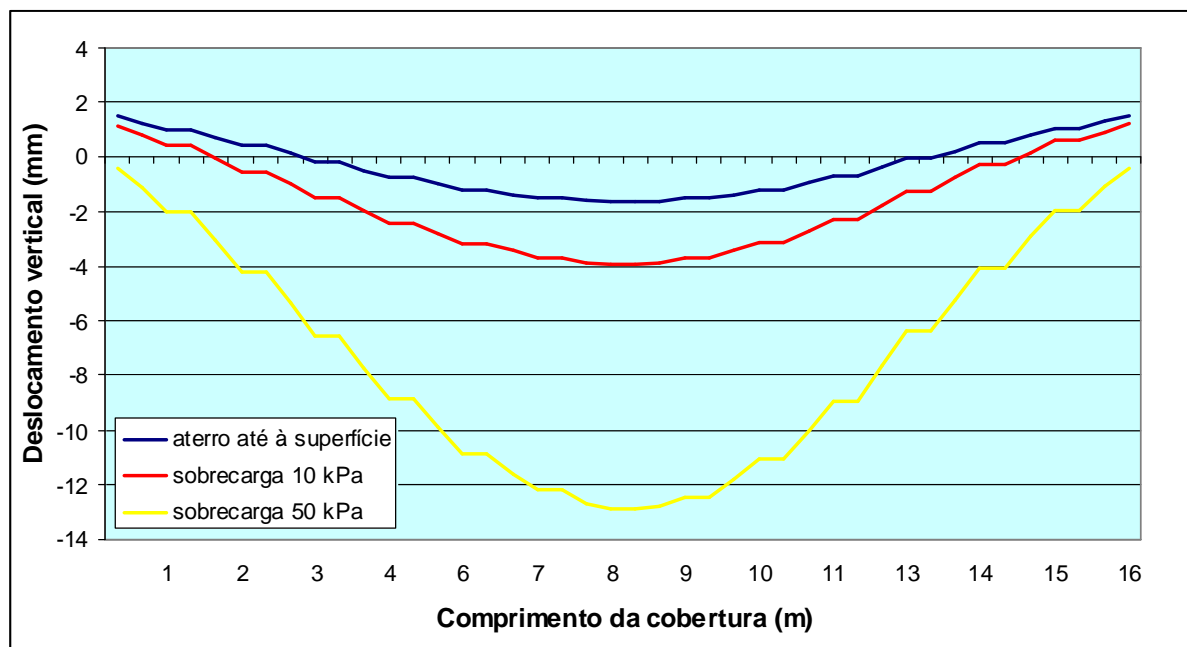


Fig. 5.6 – Deslocamentos na cobertura (Plaxis)

O deslocamento vertical máximo na cobertura ocorre a meio vão. Na figura 5.6 apresenta-se o deslocamento vertical da cobertura para três fases distintas. O deslocamento menor será para a fase de colocação do aterro em que a meio vão este terá o valor de aproximadamente 2 mm. Para uma sobrecarga de 10 kPa o valor desse deslocamento chega aos 4 mm. A grande diferença surge com a aplicação da sobrecarga de 50 kPa, considerada segundo o RSA, e eleva essa grandeza a 13 mm.

Repare-se também que em ambos os limites da cobertura o deslocamento, excepto com o carregamento de 50 kPa, tem sentido positivo. Este facto fica a dever-se ao efeito das pressões hidrostáticas que elevam ligeiramente a estrutura sendo que esse efeito é depois contrariado a meio vão pelo carregamento do aterro e/ou da sobrecarga. Com o carregamento de 50 kPa á superfície a pressão é de tal ordem que mesmo nos limites da cobertura o deslocamento vertical é negativo.

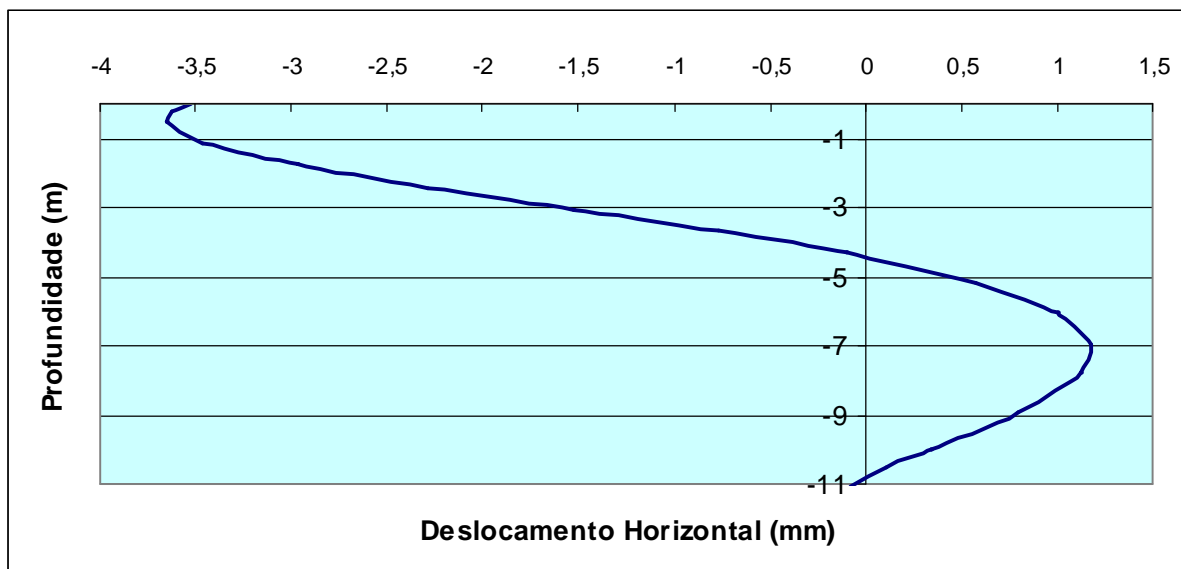


Fig. 5.7 – Deslocamentos na parede esquerda (Plaxis)

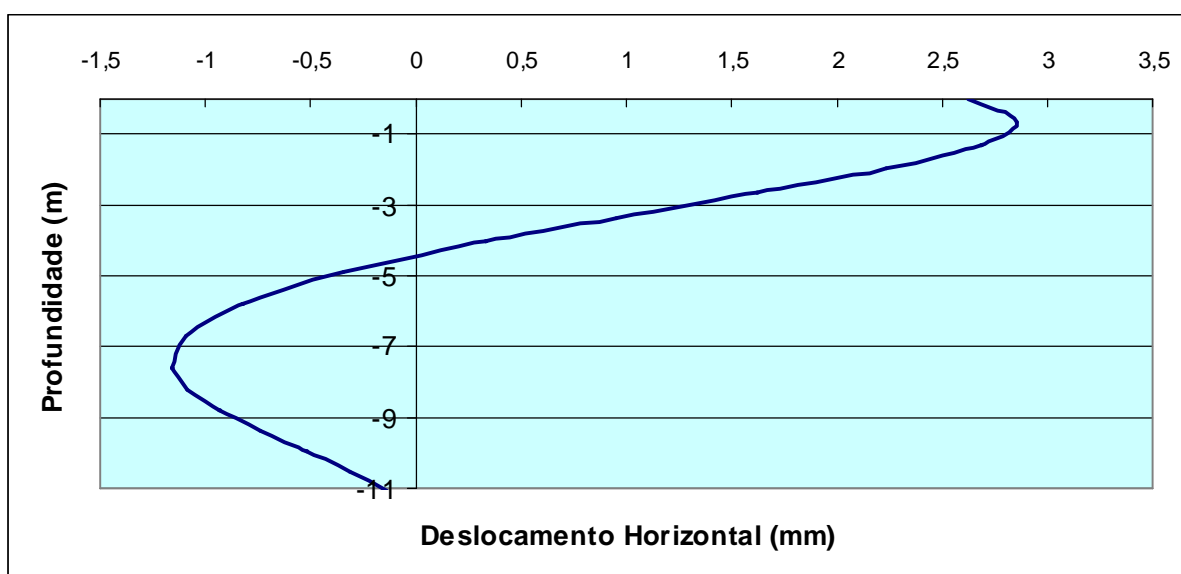


Fig. 5.8 – Deslocamentos na parede direita (Plaxis)

Nas paredes, o deslocamento máximo difere em cerca de 1 mm. A dimensão da diferença é ínfima. No entanto a razão para tal facto deverá estar na malha. Esta não é simétrica e pode divergir de uma parede para a outra, conduzindo a esta diferença. Resta dizer que o deslocamento máximo obtido é de quase 4 mm.

A direcção do deslocamento apresentada para as paredes é a horizontal. Nestes elementos, esta direcção é bastante mais significativa já que aqui os impulsos das terras se manifestam essencialmente nesse sentido.

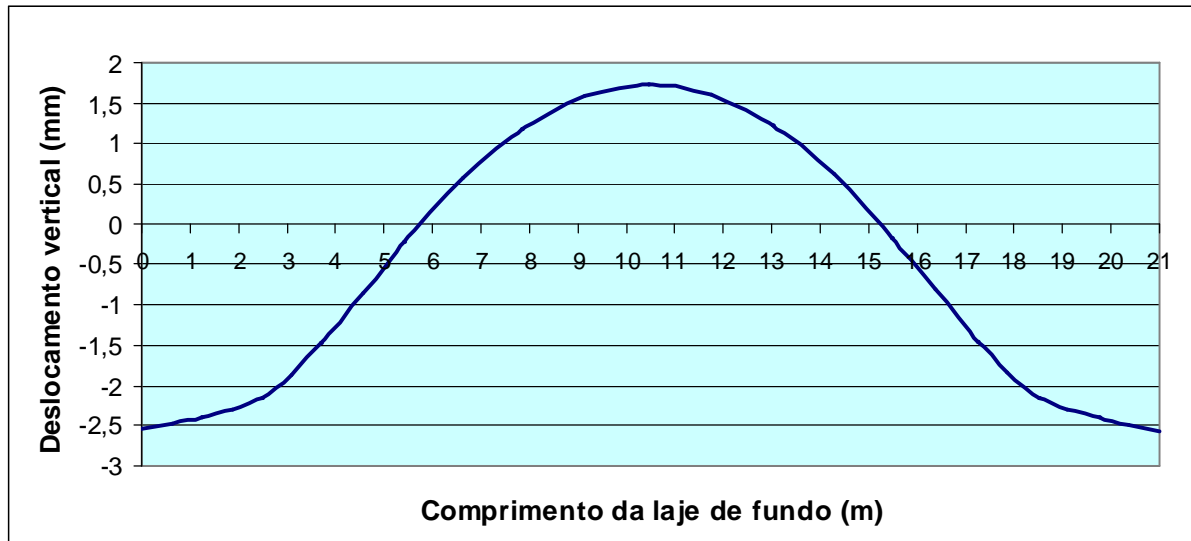


Fig. 5.9 – Deslocamentos na laje de fundo (Plaxis)

Por fim, a figura 5.9 apresenta os deslocamentos verticais para a laje de fundo que, a meio vão, chegam aos 1,7 mm no sentido ascendente. Este facto explica-se pelas pressões hidrostáticas na base da estação, algo que condiciona o fenómeno do Uplift. No entanto, por influência das paredes laterais, este deslocamento é ainda maior, mas no sentido descendente, à medida que a análise se aproxima das extremidades da laje. Nestas zonas o deslocamento vertical chega aos 2,5 mm.

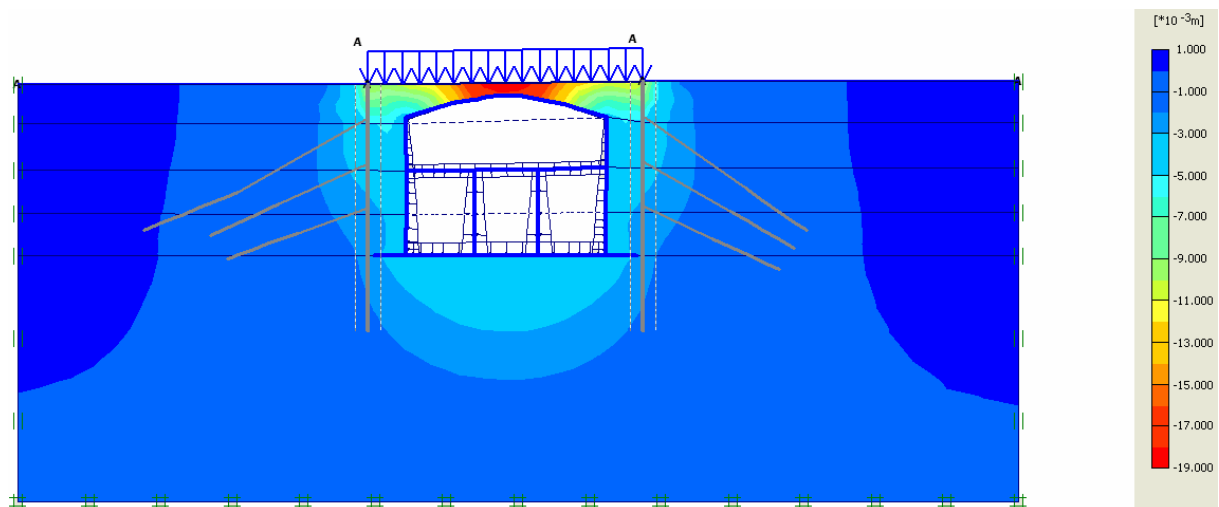


Fig. 5.10 – Deslocamentos verticais do terreno

Com vista a compreender o que aconteceria ao terreno no caso de uma solicitação, tal como apresentada anteriormente, apresenta-se a figura 5.10. Repare-se que apenas a zona mais central, por cima da cobertura, é afectada, mas ainda assim o deslocamento vertical não chegaria sequer aos 2 cm.

5.6 ANÁLISE ESTRUTURAL EM ROBOT

5.6.1 MODELAÇÃO

O comportamento estrutural da estação calcula-se através do programa de cálculo ROBOT. A estrutura analisa-se na opção pórtico do programa e possui as seguintes secções:

- elementos tipo viga com secção rectangular de inércia variável e dimensões $b=1,00$ m e h variando entre 0,8 m e 0,60 m, para a cobertura;
- elementos tipo viga verticais de secção rectangular com dimensões $b=1$ m e $h=0,80$ m, para as paredes laterais;
- elementos tipo viga horizontal com secção rectangular de dimensões $b=1$ m e $h=1,1$ m, a simular a laje de fundo;
- elementos tipo coluna nas paredes interiores da estação com $b=1$ m e $h=0,20$ m;
- elementos tipo viga a simular a laje interior da estação de dimensões $b=1$ m e $h=0,4$ m.

O modelo estrutural utilizado é o presente na figura 5.11.

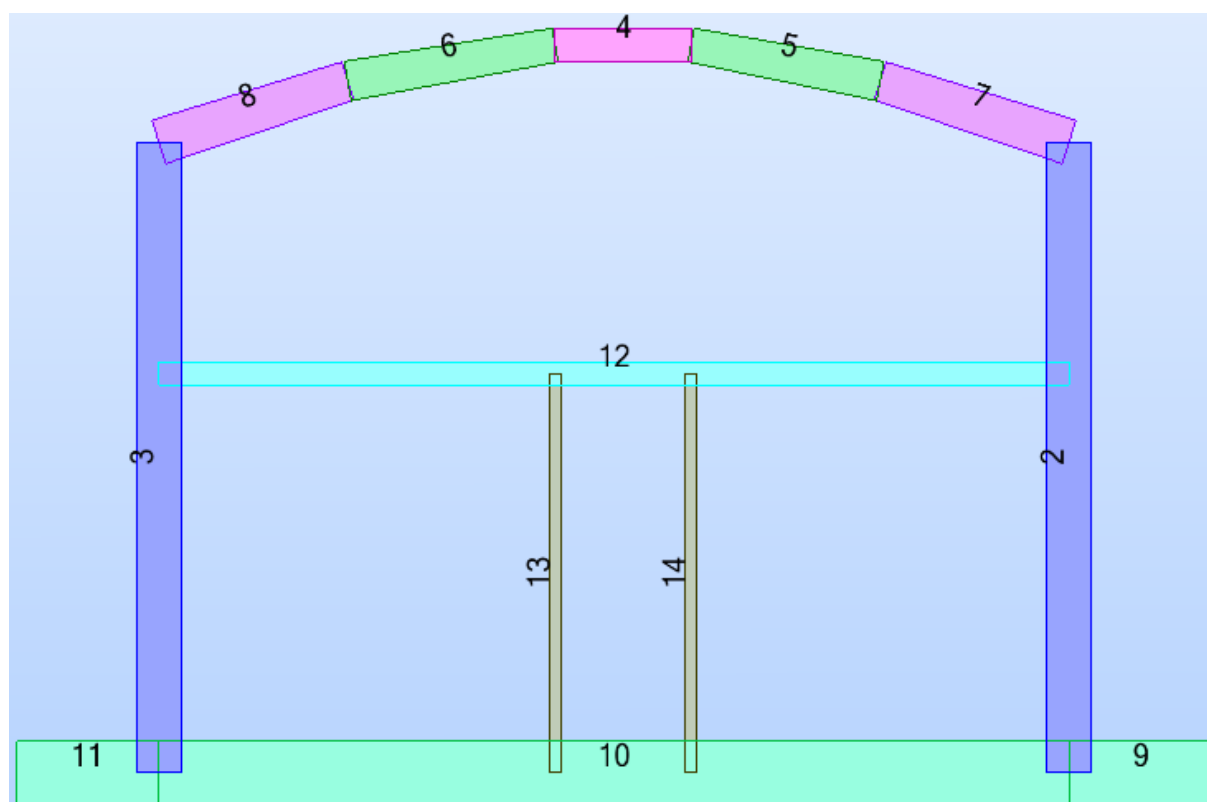


Fig. 5.11 – Modelo estrutural, secções utilizadas

Quanto às ligações ao exterior, considera-se a laje de fundo assente num conjunto de apoios elásticos unidireccionais que pretendem simular a rigidez do solo da fundação. Admite-se um espaçamento constante de 0,20 m entre os ditos apoios. O valor da constante de rigidez determina-se com base no coeficiente de Winkler (k_h) que se calcula por intermédio da seguinte expressão:

$$k_h = E_s \div [B \times (1 - \nu_s^2) \times I_s] \quad (5.3)$$

em que E_s representa o módulo de elasticidade do solo de fundação, ν_s é o seu coeficiente de Poisson, B representa a largura da fundação e, por fim, I_s é o coeficiente função da geometria da fundação.

Desta forma, admite-se para o solo de fundação as características correspondentes ao horizonte geotécnico G5, com módulo de elasticidade de 750 MPa. O coeficiente de Poisson tem o valor de 0,3 e I_s será 2,25 correspondente ao valor deste coeficiente para um maciço semi-indefinido e a uma relação entre o comprimento e a largura da fundação (L/B) igual a 10. Sendo assim, para $B=20,68$ m:

$$k_h = 750000 \div [20,68 \times (1 - 0,30^2) \times 2,25] = 17712,78 \text{ kN} / \text{m}^3 \quad (5.4)$$

Considerando o afastamento entre apoios já referido, de 0,20 m e o desenvolvimento da fundação com 1 m. o coeficiente de rigidez será:

$$K = 17712,78 \times 0,20 \times 1,00 = 3542,56 \text{ kN} / \text{m} \quad (5.5)$$

Introduzem-se ainda apoios elásticos unidireccionais na intercepção da cobertura com as paredes laterais, com o objectivo de garantir o equilíbrio estático da estrutura para determinadas combinações de acções. Os apoios apresentam-se na figura 5.12.

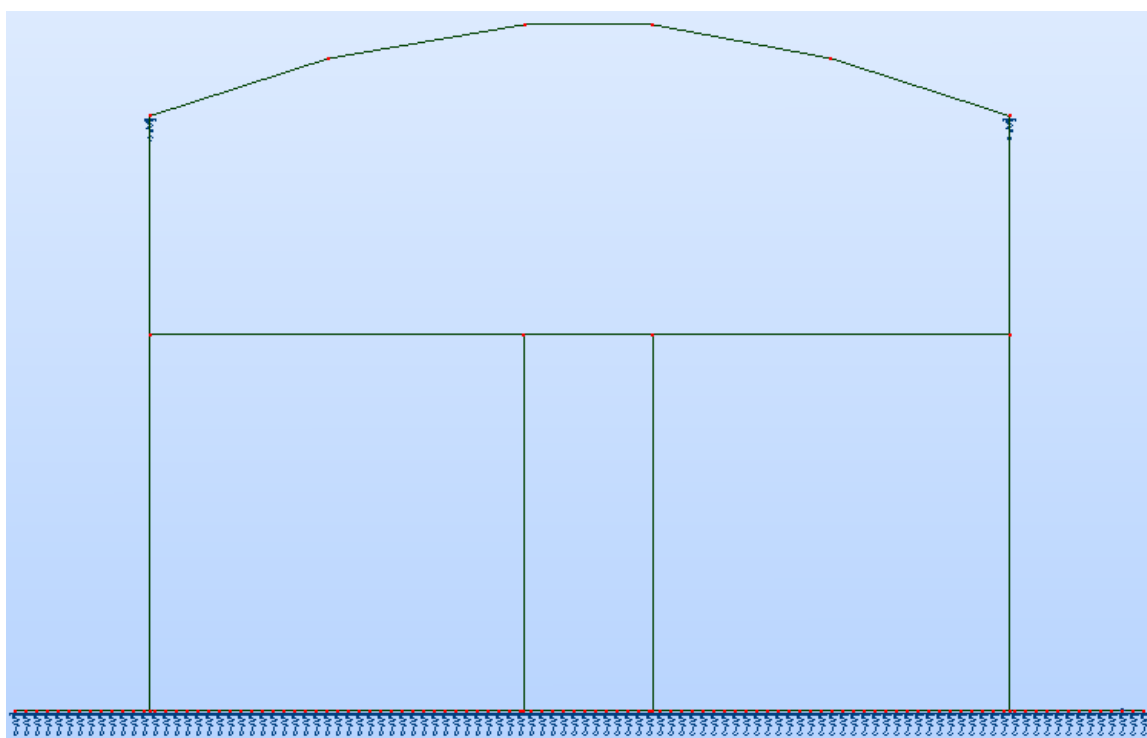


Fig. 5.12 – Esquema de apoios considerado

5.6.2 RESULTADOS

Os resultados dos esforços obtidos em Robot apresentam-se nas figuras 5.13 a 5.15.

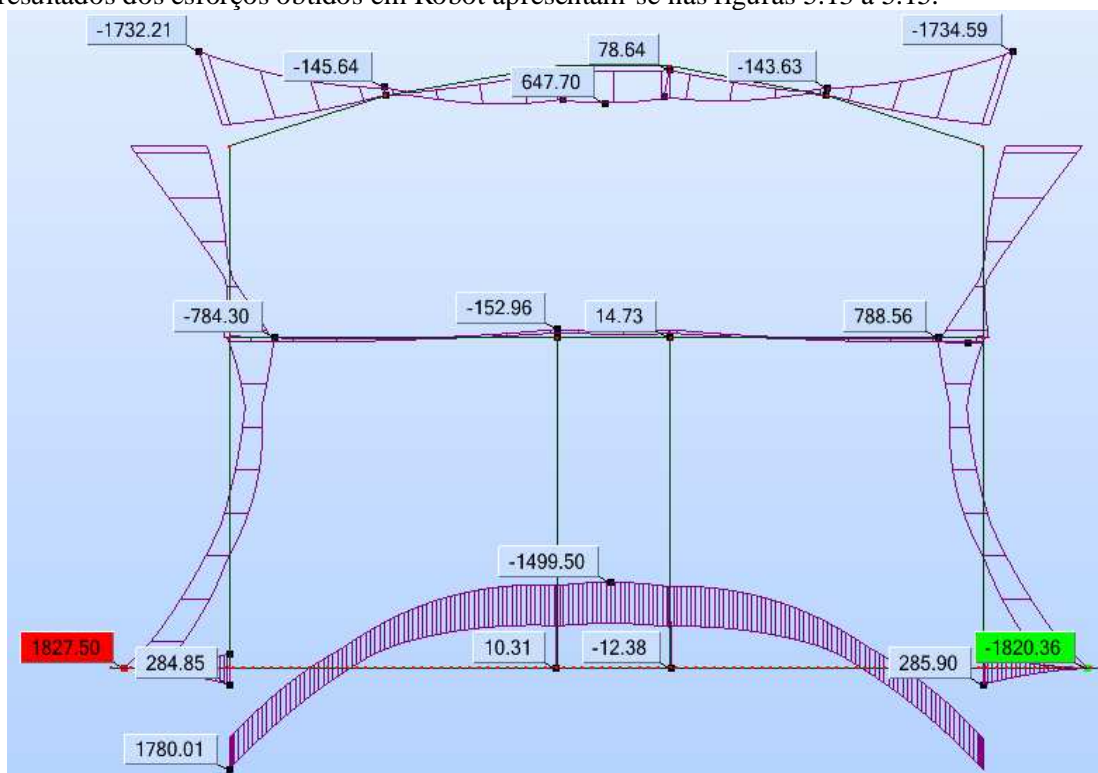


Fig. 5.13 – Envolturas de momentos flectores da combinação 1 a 72

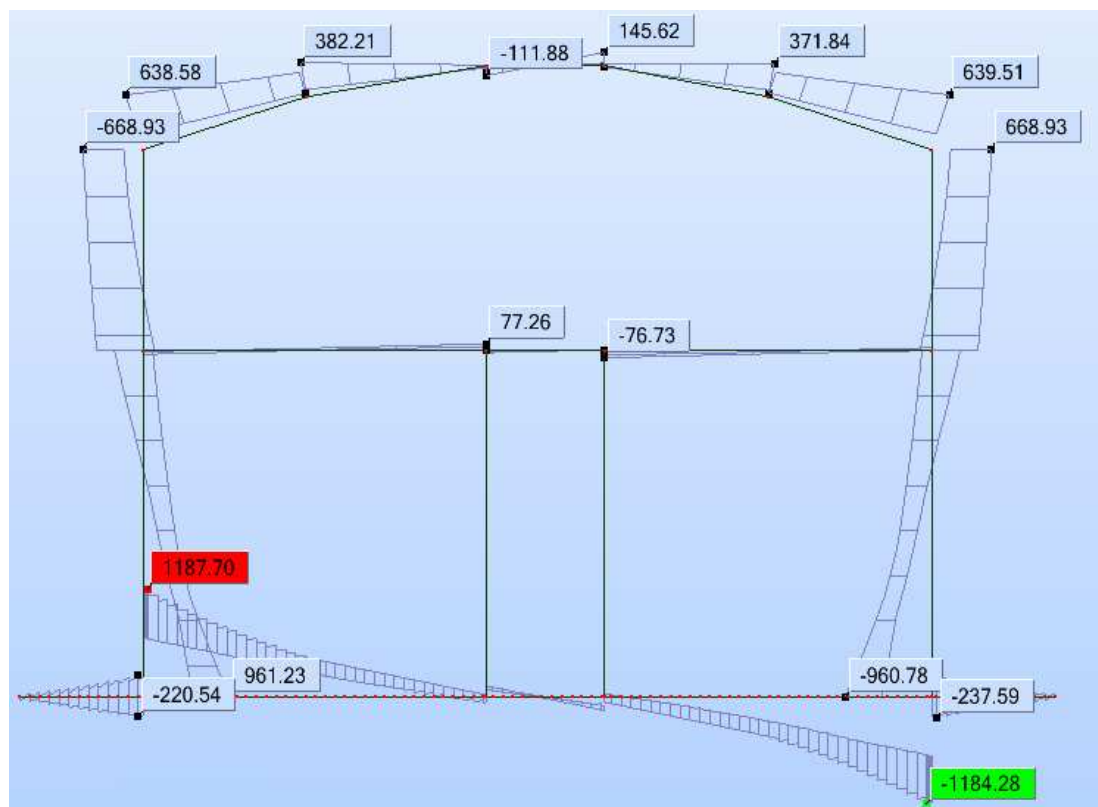


Fig. 5.14 – Envolturas de esforços na direcção Fz da combinação 1 a 72

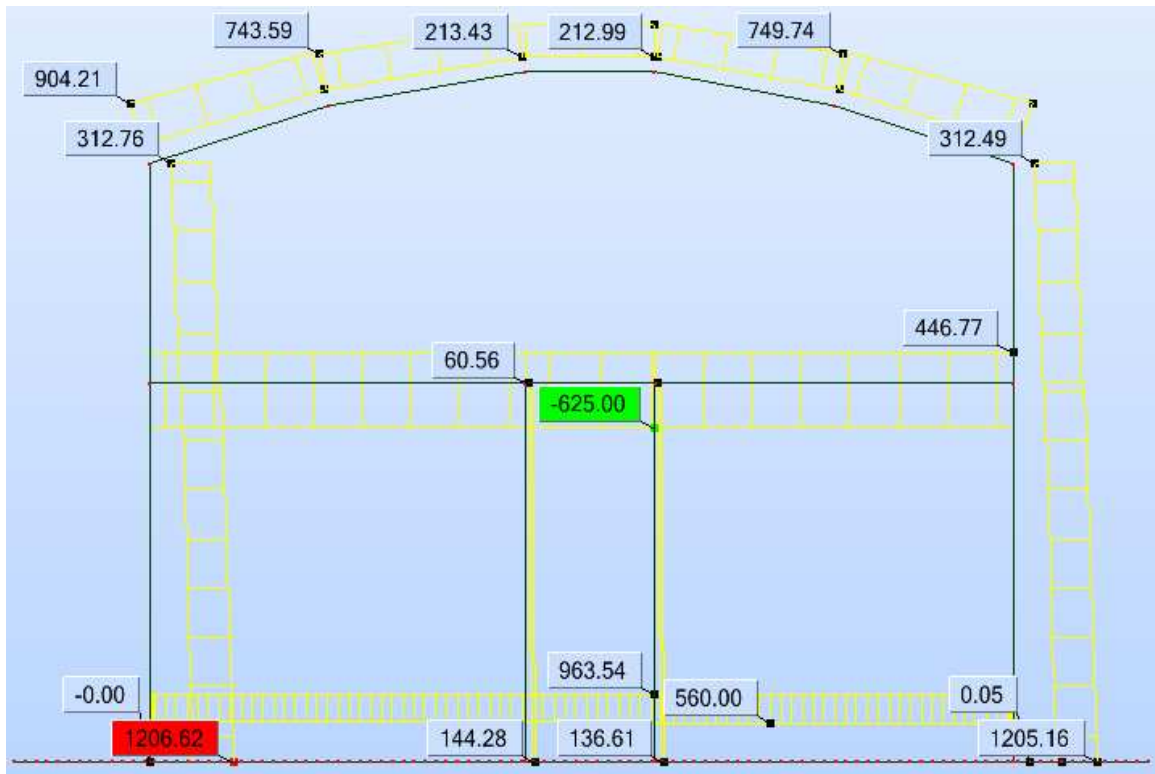


Fig. 5.15 – Envoltórias de esforços na direcção Fx da combinação 1 a 72

5.7 COMPARAÇÃO DE ANÁLISES: PLAXIS VS. ROBOT

5.7.1 COMPARAÇÃO DOS MOMENTOS

Neste ponto proceder-se-á à comparação (figuras 5.16 a 5.19) dos resultados obtidos pelas análises em Plaxis e em Robot, nomeadamente no que diz respeito aos esforços de flexão. Como seria de esperar, revelam-se algumas diferenças de resultados, principalmente à medida que se avança na profundidade.

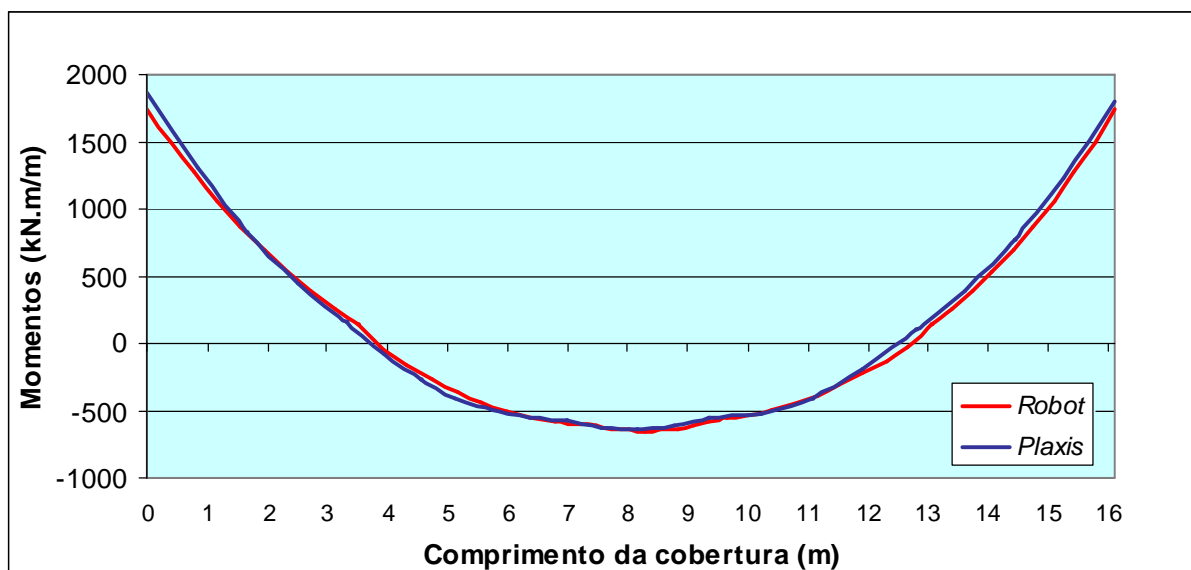


Fig. 5.16 – Comparação dos Momentos flectores na Cobertura da Estação

Começando esta análise pelo troço estrutural localizado a menor profundidade, a cobertura, conclui-se que os valores obtidos estão, de facto, muito próximos. No entanto, os resultados do Robot, para as extremidades da estrutura, são ligeiramente inferiores, ao passo que, o inverso acontece a meio vão. Partindo da extremidade esquerda, o momento indicado pela linha vermelha (Robot) da figura 5.16 é de 1732 kN.m/m enquanto a linha azul (Plaxis) indica um valor superior, 1873 kN.m/m. Passando para o meio vão da cobertura, acontece precisamente o inverso. Aqui a linha vermelha indica um momento máximo de 647 kN.m/m, enquanto a azul apresenta um valor um pouco inferior, 636 kN.m/m. Por último, na extremidade do lado direito, volta-se à situação inicial em que o Plaxis indica um momento superior, de 1800 kN.m/m. Os esforços obtidos através do Robot não variam muito em relação à secção oposta, o momento é de 1734 kN.m/m.

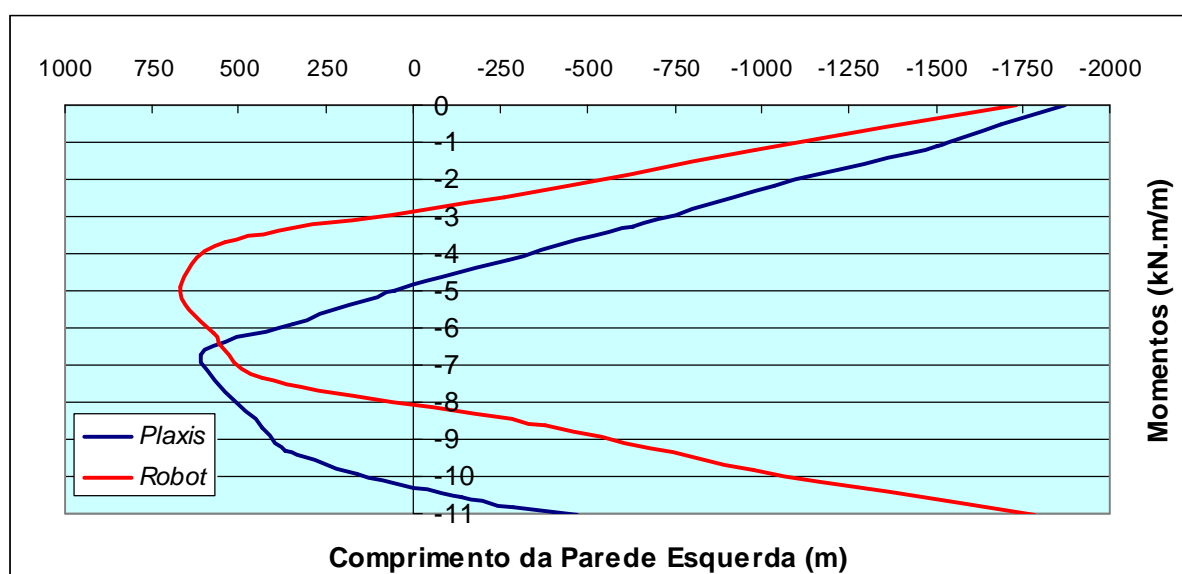


Fig. 5.17 – Comparação dos Momentos flectores na Parede Esquerda

Passando agora para a parede esquerda, tal como foi dito no início deste ponto, com o aumento da profundidade, a diferença dos resultados obtidos acentua-se. Neste caso, os valores do Robot, na base da parede, são claramente superiores.

Começando pelo topo da parede, os momentos dados pela linha azul (Plaxis) são um pouco superiores, situação que, de resto, já se verificou na ponta esquerda da cobertura. Como explicação deste fenómeno avança-se já a possibilidade de a cobertura ao ser carregada produzir um deslocamento na parte superior da parede contra o terreno aumentando a pressão do solo nessas zonas e consequentemente levar a um acréscimo de esforço na parte superior da parede. Para meio vão e na base da parede, pelo contrário, o cálculo do Robot é mais desfavorável. A meio da parede e na base a linha azul indica um máximo de, respectivamente, 610 kN.m/m e 474 kN.m/m enquanto na linha vermelha esses valores são 672 kN.m/m e 1782 kN.m/m respectivamente.

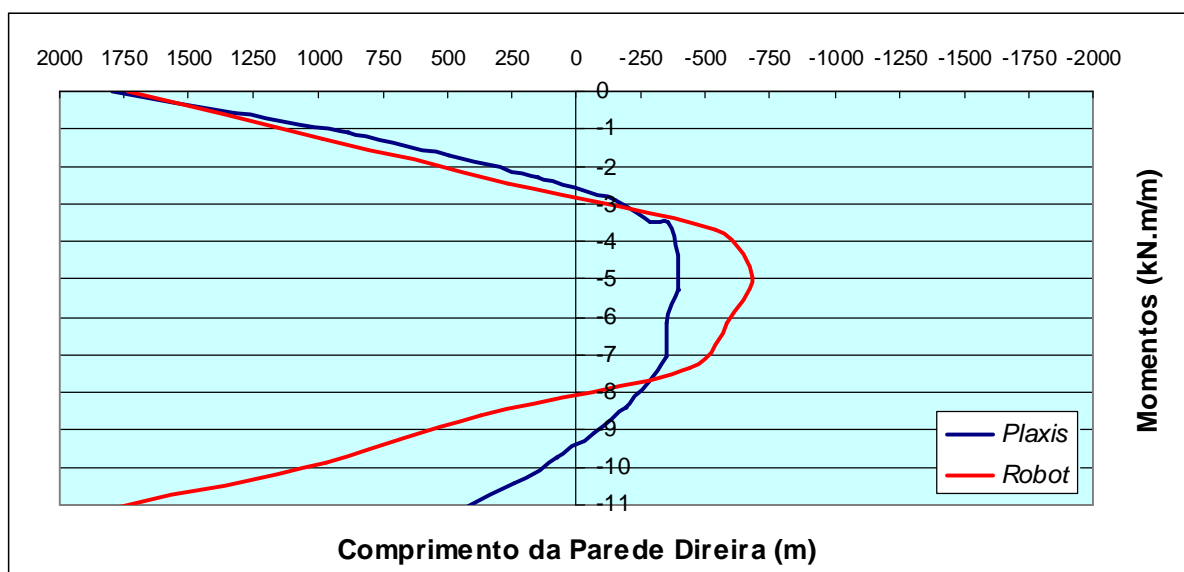


Fig. 5.18 – Comparação dos Momentos flectores na Parede Direita

Na parede do lado direito, tal como se pode constatar pelo gráfico 5.18, passa-se exactamente o mesmo que na parede do lado oposto sendo que os valores dos momentos são também muito próximos. No topo: 1800 kN.m/m em Plaxis e 1734 kN.m/m em Robot. Meio vão: 391 kN.m/m em Plaxis e 676 kN.m/m em Robot. Por fim, na base da parede direita: 474 kN.m/m em Plaxis e um valor bem superior, 1782 kN.m em Robot.

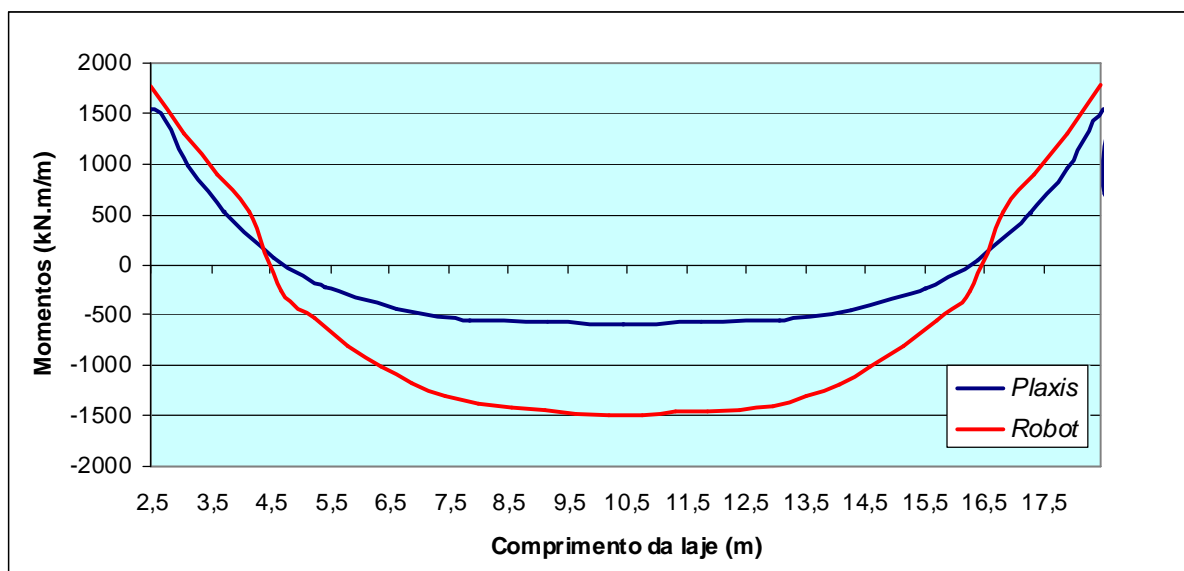


Fig. 5.19 – Comparação dos Momentos flectores na Laje de Fundo

Ao comparar, finalmente, o troço inferior da estação, correspondente à laje de fundo, a figura 5.19 indica que a análise em Robot é sempre mais desfavorável. Começando pelo lado esquerdo, a linha vermelha (Robot) inicia-se com um momento de 1772 kN.m/m enquanto a linha vermelha indica 1539 kN.m/m. Passando para o centro da laje, a diferença acentua-se. Os valores do Robot chegam aos

1497 kN.m/m ao passo que os do Plaxis se ficam pelos 582 kN.m/m. Por fim, na secção da extremidade direita, os valores e as suas diferenças estão na ordem do que já acontece para o lado oposto, 1537 kN.m/m para o Plaxis e 1780 kN.m/m para o Robot.

5.7.2 RESUMO E COMENTÁRIO À COMPARAÇÃO DOS MOMENTOS

Antes de comentar os resultados anteriores, começa-se por resumir as ocorrências mais significativas obtidas em ambas as análises.

Na cobertura, os momentos flectores obtidos em ambos os programas são praticamente iguais. Sendo mais desfavorável o Robot a meio vão, ao passo que, embora com uma diferença mínima, nos apoios o Plaxis é mais desfavorável.

Passando para as paredes laterais, as diferenças são inicialmente muito pequenas. Aliás, por via do encastramento existente entre a cobertura e as paredes, acontece neste ponto o mesmo que se referiu no parágrafo anterior para os apoios da cobertura.

À medida que se aumenta a profundidade da análise, as diferenças vão aumentando. A máxima disparidade ocorre, de resto, para a secção no fundo das paredes.

Finalmente, no que diz respeito à laje de fundo, as diferenças não são muito significativas nas extremidades mas são bastante maiores a meio vão.

O quadro 5.8 resume as diferenças existentes e indica ainda o valor máximo, correspondendo à “envolvente” das duas análises e que será utilizado no dimensionamento da estrutura.

Quadro 5.8 – Momentos flectores nas secções mais importantes da estrutura, Plaxis vs. Robot

		Momentos (kN.m/m)			
		Plaxis	Robot	Diferença	Utilizado
Cobertura	Secção Esquerda	1873,5	1732,2	141,3	1873,5
	Secção 1/2 Vão	636,1	647,6	11,5	647,6
	Secção Direita	1799,7	1734,5	65,1	1799,7
Parede Lateral Esquerda	Secção Topo	1873,5	1732,2	141,3	1873,5
	Secção 1/2 Vão	610,7	672,0	61,2	672,0
	Secção Base	474,2	1782,6	1308,4	1782,6
Parede Lateral Direita	Secção Topo	1799,7	1734,5	65,1	1799,7
	Secção 1/2 Vão	391,9	676,8	284,8	676,8
	Secção Base	432,9	1774,9	1341,9	1774,9
Laje de Fundo	Secção Esquerda	1539,8	1772,4	232,5	1772,4
	Secção 1/2 Vão	582,7	1497,2	914,5	1497,2
	Secção Direita	1537,7	1780,0	242,2	1780,0

Surge assim a necessidade de compreender as diferenças, e também as semelhanças, entre as duas análises.

Como já foi referido anteriormente, o programa de elementos finitos Plaxis é utilizado para prever e estudar o comportamento do terreno nas mais variadas situações. Assim sendo, está preparado para

efectuar a redistribuição de esforços no terreno, no caso de ocorrerem deslocamentos significativos. Ora, este princípio é bastante diferente daquele que rege o projectista quando, por exemplo, aplica determinadas combinações à estrutura da estação, correspondentes às tensões aplicadas pelo terreno. Para simular o efeito do solo na estrutura foi, na análise em Robot, efectuada a distribuição triangular de tensões.

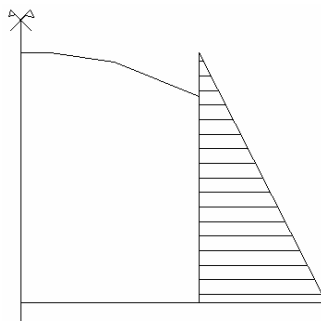


Fig. 5.20 – Esquema da distribuição triangular de tensões ao longo da parede da estação admitido no cálculo em Robot

É precisamente na forma de cálculo de impulsos que as duas análises mais divergem.

Pode-se também dizer que as combinações do Robot utilizam as várias cargas majoradas. Este facto não é de desprezar. No entanto, é bom relembrar que o efeito dessa diferença foi minimizado no Plaxis ao majorar o peso da água, do terreno e demais elementos, na mesma proporção do programa de estruturas.

Compreende-se então que o factor que mais contribui para a diferença de resultados seja mesmo o cálculo das tensões do terreno na estrutura. De seguida explicar-se-ão quais as divergências neste ponto.

Tal como se acabou de dizer, ao calcular as acções sobre a estrutura no Robot utilizou-se a distribuição triangular de tensões, com $K_o = 0,5$ e $K_a = 0,33$, demonstrada em esquema na figura 5.20. Na realidade, esse diagrama é bastante conservativo.

Sabe-se hoje perfeitamente que, no caso das estruturas que sustentam o terreno se deslocarem no sentido oposto ao mesmo, este sofrerá uma relaxação de tensões. Fenómeno que não é contemplado ao efectuarmos a distribuição triangular das tensões, já que estas aumentam indefinidamente, em função da profundidade. É lógico que na análise em Robot, também foi contemplada uma acção em que o terreno se encontrava em estado limite activo, no entanto esta não é a condicionante, logo não surge na envolvente dos esforços. Assim sendo, quanto mais a estrutura se deformar, maior será a diferença para com a análise, mais conservativa, em Robot.

Faça-se a analogia com o cálculo das cortinas de contenção de terras.

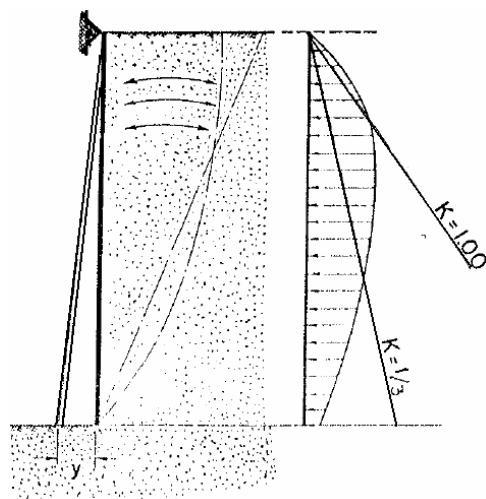


Fig. 5.21 – Forma do diagrama de pressões típico de uma cortina escorada sugerido por Terzaghi (1941)

A figura 5.21 demonstra o normal deslocamento de uma cortina escorada. Repare-se que, à medida que a profundidade aumenta, a estrutura move-se gradualmente para o interior da escavação. Este movimento deve-se essencialmente ao processo construtivo, por patamares de escavação, que permite que a cada nível de escoras que se coloca, a cortina estará mais e mais deformada para o interior da escavação.

Nestas condições, as teorias clássicas de Rankine e Coulomb, que avaliam as pressões das terras, não se podem aplicar directamente. Os estudos de Terzaghi, na primeira metade do séc. XX, para solos arenosos, indicam que a forma do diagrama de pressões é aproximadamente parabólica, tal como se constata na figura 5.21.

Comparando então o comportamento das cortinas com o que ocorre na estrutura da estação, veja-se a deformada preconizada pelo Plaxis, em ambas as paredes laterais, na figura 5.22.

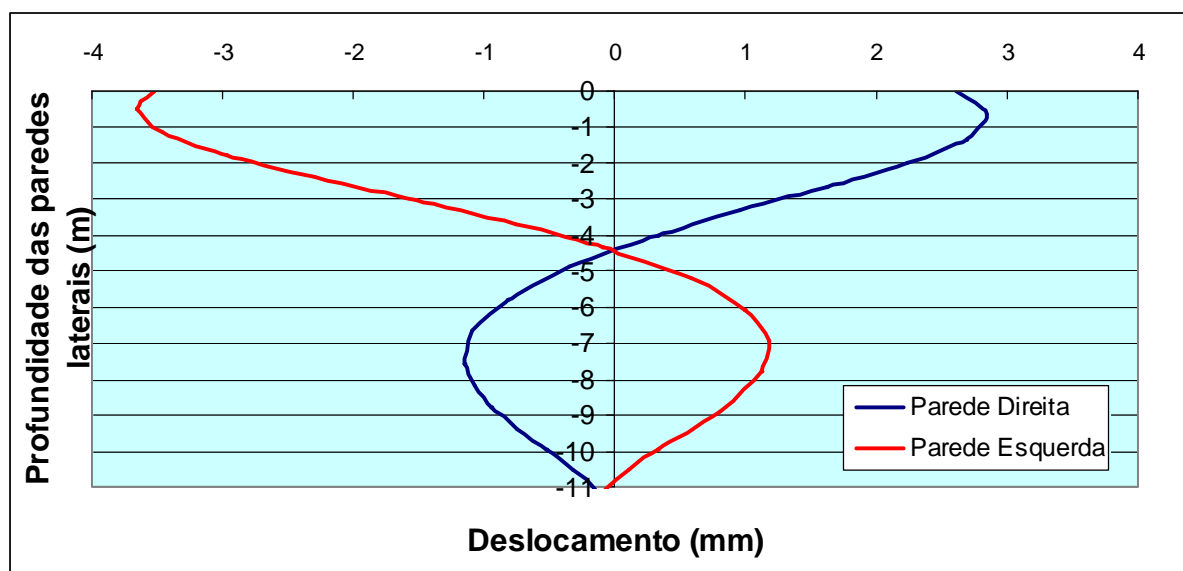


Fig. 5.22 – Deformada das Paredes da Estação

O facto de no topo ela se deslocar no sentido oposto ao interior da estação, contra o terreno, é fruto da pressão exercida pela cobertura por via do carregamento (sobrecarga e aterro) a que este elemento é sujeito. À medida que a profundidade aumenta, a deformação da cortina vai mudar de sentido, afastando-se do terreno, desloca-se para o interior da estrutura. Ora, nesta zona existe uma “descompressão” do solo justificando-se a distribuição parabólica das tensões no terreno, por oposição à triangular utilizada para simular o carregamento no Robot. Nota-se ainda o efeito da presença da laje intermédia que fornece uma rigidez extra á estrutura. Veja-se na figura 5.22 que o deslocamento para o interior da estrutura só começa na zona inferior a esta laje e no ponto de encastramento laje intermédia-parede lateral o deslocamento é praticamente nulo.

Por fim, na base o deslocamento volta a ser praticamente nulo já que as paredes estão encastradas na laje de fundo.

Para confirmar definitivamente a hipótese teórica de que a deformação da estrutura afecta a distribuição de pressões ao longo da profundidade, o Plaxis pode também fornecer essas pressões ao longo de uma linha muito próxima da parede lateral direita e paralela à mesma. Os resultados encontram-se na figura 5.23.

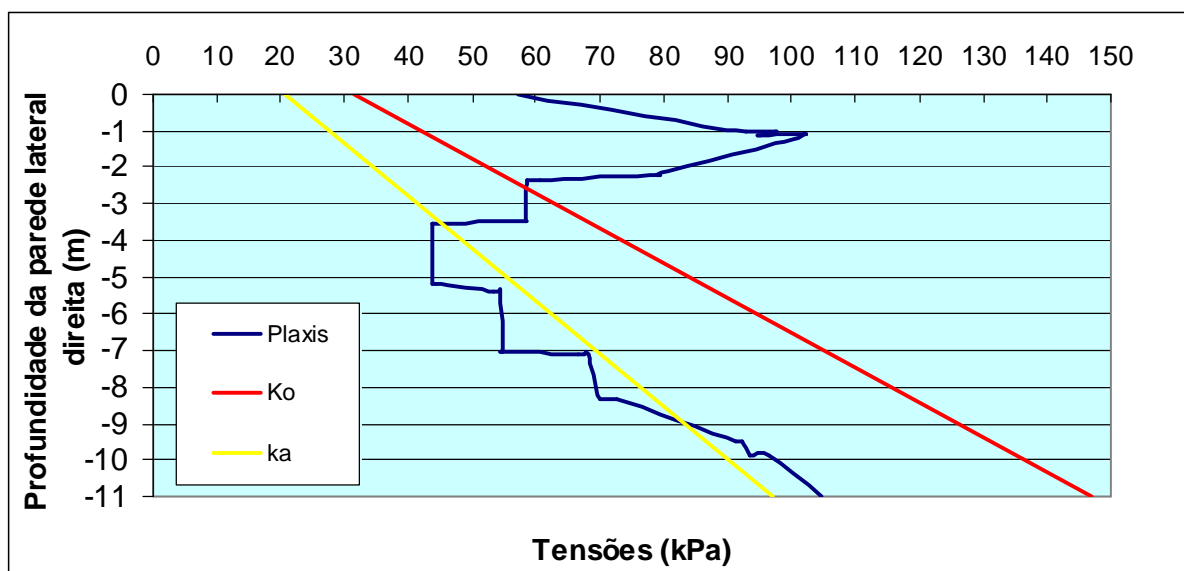


Fig. 5.23 – Tensões normais ao longo de uma linha vertical próxima da parede da estação

A figura 5.23 acaba por esclarecer duas situações distintas. Na zona superior da parede, a pressão é bastante superior se calculada através do Plaxis. Este facto justifica-se uma vez que ao aplicar o carregamento do aterro e da sobrecarga na cobertura esta “empurra” as paredes laterais contra o terreno, assim as pressões calculadas através do Plaxis serão maiores nesta zona. À medida que se avança em profundidade, a pressão calculada no Plaxis diminui, fruto da deformação da parede e da consequente diminuição de tensões por via do efeito de arco. O Plaxis tem em conta a deformação da estrutura enquanto a envolvente das cargas aplicadas na análise em Robot não considera esse fenómeno. Repare-se na distribuição de tensões teórica em estado de repouso, K_0 , numa fase inicial a pressão obtida em Plaxis é bastante superior a esta fruto do efeito do carregamento sobre a cobertura. Avançando em profundidade, a pressão diminui em Plaxis (a estrutura deforma-se) enquanto a pressão teórica cresce continuamente e como consequência os esforços na análise em Robot serão superiores aos obtidos na análise em Plaxis.

Opta-se neste trabalho por seguir a envolvente de ambas as análises, presente no quadro 5.8. Em alguns casos o dimensionamento será bastante conservativo, como se explicou anteriormente, mas é a garantia de que estaremos sempre com grande margem de segurança exigível numa obra deste tipo.

5.8 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

5.8.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS (ELU)

5.8.1.1 Esforços normais e de flexão

De acordo com o Eurocódigo 2, as áreas das secções de armadura efectivamente adoptadas não deverão ser inferiores a:

$$A_{s,min} = \max\{0,6 b_t d / f_{yk}; 0,0014 b_t d\} \quad (5.7)$$

em que, b_t é a largura média da zona traccionada, d é a altura útil da secção e f_{yk} é o valor característico da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras ($f_{yk}=500$ MPa para o aço A500NR).

Ao mesmo tempo a armadura utilizada não deverá ser superior a:

$$A_{s,max} = 0,04 A_c \quad (5.8)$$

sendo A_c a área total da secção transversal de betão.

As armaduras máximas e mínimas segundo o EC2 apresentam-se no quadro 5.9.

Quadro 5.9 – Armadura máxima e mínima segundo EC2

	Laje de cobertura (Troço 1)	Laje de cobertura (Troço 2)	Laje de cobertura (Troço 3)	Paredes laterais	Laje de fundo
h (m)	0,6	0,7	0,8	0,8	1,1
d (m)	0,534	0,634	0,734	0,734	1,034
A_c (cm ²)	6000	7000	8000	8000	10000
b_t (m)	1	1	1	1	1
f_{yk} (MPa)	500	500	500	500	500
$A_{s,min}$ (cm ² /m)	8,01	9,51	11,01	11,01	15,51
$A_{s,max}$ (cm ² /m)	240	280	320	320	400

Quadro 5.10 – Dimensionamento segundo as tabelas do LNEC

	Laje de cobertura		Paredes laterais			Laje fundo	
	meio vão	apoio	nó sup	meio	nó inf	Meio	apoio
M_{sd} (kN.m/m)	647	1873	1873	672	1782	1497	1780
N_{sd} (kN/m)	213	904	668	520	961	963	963
b (m)	1	1	1	1	1	1	1
h (m)	0,6	0,8	0,8	0,8	0,8	1,1	1,1
f_{syd} (MPa)	435	435	435	435	435	435	435
f_{cd} (MPa)	16,7	16,7	16,7	16,7	16,7	16,7	16,7
μ	0,064571	0,140195	0,140195	0,050299	0,133383	0,081492	0,096897
ν	0,035429	0,084581	0,0625	0,048653	0,089914	0,047657	0,047657
ω (lido)	0,06	0,15	0,15	0,03	0,15	0,1	0,1
$A_{s,cal}$ (cm ² /m)	13,82069	46,06897	46,06897	9,213793	46,06897	42,22989	42,22989
$A_{s,min}$ (cm ²)	8,01	11,01	11,01	11,01	11,01	15,51	15,51
$A_{s,max}$ (cm ²)	240	320	320	320	320	400	400
Φ	20	25	25	20	25	25	25
n varões	5Φ20	10Φ25	10Φ25	4Φ20	10Φ25	9Φ25	9Φ25
$A_{s,ef}$ (cm ² /m)	15,708	49,087	49,087	12,566	49,987	44,179	44,179

No quadro 5.10 surge o dimensionamento das secções segundo as tabelas do LNEC.

5.8.1.2 Esforços transversos

De acordo com o EC2, o cálculo da armadura de esforço transverso é feito igualando:

$$V_{sd} = V_{rd,s} \quad (5.9)$$

sendo que:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (5.10)$$

Desta expressão retira-se a relação A_{sw}/s , atribui-se um valor a A_{sw} e consequentemente obtém-se o espaçamento entre os estribos.

A variável z corresponde a $0,9 \cdot d$, $f_{ywd} = f_{yk}/1,15$ e θ é o ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga. Genericamente vai-se considerar $\cot \theta = 2$.

O dimensionamento encontra-se nos quadros 5.11 e 5.12.

Quadro 5.11 – Dimensionamento para o esforço transversal segundo EC2

	Cobertura				Parede lateral		
	Zona 1	Zona 2	Zona 3		Zona 1	Zona 2	Zona 3
d (m)	0,55	0,6	0,7	d (m)	0,75	0,75	0,75
z (m)	0,495	0,54	0,63	z (m)	0,675	0,675	0,675
Vsd (kN)	112	382	639	Vsd (kN)	900	1100	1206
Asw/s (m ² /m)	0,00026	0,000814	0,001166	Asw/s (m ² /m)	0,001533	0,001874	0,002055
Φ	8	8	8	Φ	8	8	10
Área Φ	0,503	0,503	0,503	Área Φ	0,503	0,503	0,785
n ramos	2	2	4	n ramos	4	4	4
Asw (m ²)	0,000101	0,000101	0,000201	Asw (m ²)	0,000201	0,000201	0,000314
s (m)	0,386623	0,12366	0,172492	s (m)	0,131217	0,10736	0,152823
Estribo	Φ8//0,30	Φ8//0,10	Φ8//0,15	Estribo	Φ8//0,10	Φ8//0,10	Φ10//0,15

Quadro 5.12 – Dimensionamento para o esforço transversal segundo EC2 (Continuação)

	Laje		
	Zona 1	Zona 2	Zona 3
d (m)	1,05	1,05	1,05
z (m)	0,945	0,945	0,945
Vsd (kN)	1187	700	300
Asw/s (m ² /m)	0,001444	0,000852	0,000365
Φ	8	8	8
Área Φ	0,503	0,503	0,503
n ramos	4	2	2
Asw (m ²)	0,000201	0,000101	0,000101
s (m)	0,139287	0,118096	0,275557
Estribo	Φ8//0,10	Φ10//0,10	Φ8//0,25

5.8.2 ESTADO LIMITE DE *UPLIFT* (UPL)

Aqui procede-se à verificação da segurança em relação ao estado limite de *Uplift* (UPL) para o cenário no qual se admite a cota do nível freático coincidente com a cota da superfície do terreno natural existente no eixo da estrutura, correspondente ao cenário 1.

De acordo com o prescrito no EC7, a verificação ao UPL consiste na satisfação da seguinte condição:

$$G_{dst,d} + Q_{dst,d} \leq G_{stb,d} \quad (5.11)$$

em que $G_{dst,d}$ corresponde ao valor de cálculo das acções permanentes com carácter desestabilizador, $G_{dst,d}$ é o valor de cálculo das acções variáveis com carácter desestabilizador e $G_{stb,d}$ é o valor de cálculo das acções permanentes com carácter estabilizador.

Estes valores de cálculo são multiplicados por coeficientes parciais de segurança de acordo com os valores do quadro 5.13.

Quadro 5.13 – Coeficientes parciais de segurança para o UPL segundo EC7

Acção		Símbolo	Valor
Permanente	Favorável	$\gamma_{G;stb}$	0,9
	Desfavorável	$\gamma_{G;dst}$	1,0
Variável	Desfavorável	$\gamma_{Q;dst}$	1,5

Neste caso em estudo considera-se que o valor característico das acções permanentes com carácter estabilizador ($G_{stb,k}$) corresponde ao peso próprio da estrutura ($G1_{stb,k}$) somado ao peso das terras situadas sobre a laje de cobertura e sobre a laje de fundo ($G2_{stb,k}$). O peso da estrutura calcula-se admitindo um peso volúmico de 25 kN/m³ para o betão armado e 24 kN/m³ para o betão de enchimento. O peso das terras situadas por cima da estrutura considerou-se 20 kN/m³. A altura h_t corresponde à altura de terras existentes acima da laje de fundo.

O valor característico das acções permanentes com carácter desestabilizador ($G_{dst,k}$) corresponde à resultante das pressões hidrostáticas ($I_{w,k}$) que actuam na laje de fundo e calcula-se através de uma altura de água h_w dada pela diferença entre a cota do nível freático e a cota da face inferior da laje.

Como as acções variáveis têm, neste caso, um efeito estabilizador, o valor $Q_{dst,d}$ foi considerado igual a zero.

Quadro 5.14 – Verificação da segurança para o estado limite de *Uplift* (UPL)

Peso do betão (KN/m)	1550
γ_{aterro} (KN/m ³)	20
$\gamma_{\text{água}}$ (KN/m ³)	9,8
$Z_{\text{superfície}}$ (m)	111,2
$Z_{\text{topo laje}}$ (m)	98,3
Z_{fundo} (m)	97,2
h_t (m)	12,9
$Z_{\text{nível freático}}$ (m)	107,68
h_w (m)	10,48
$G1_{\text{stb,k}}$	1550
$G2_{\text{stb,k}}$	1760,4
$0,9 \Sigma G_{\text{istb}}$	2979,36
$1,00 I_{wk}$	2123,919
$\Sigma G_{\text{istb,k}}/I_{wk}$	1,402766

O quadro 5.14 permite concluir que a estrutura cumpre os limites de segurança impostos para o estado limite de *Uplift*. O coeficiente de segurança é igual a 1,4.

5.8.3 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO (ELS)

5.8.3.1 Estados limites de fendilhação

A verificação de segurança em relação aos estados limites de fendilhação efectua-se de acordo com os procedimentos preconizados no Eurocódigo 2:

$$w_k = s_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (5.12)$$

$$s_{r,\max} = k_3 c, k_3 = 3,4 \quad (5.13)$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (5.14)$$

Em que w_k representa a largura de fendas, $s_{r,\max}$ é a distância máxima entre fendas, ε_{sm} a extensão média da armadura para a combinação de acções considerada, incluindo o efeito das deformações impostas e considerando a contribuição do betão traccionado e por fim, ε_{cm} é a extensão média no betão entre fendas.

Considera-se para as condições ambientais uma classe de exposição 2a e limita-se a 0,3 o valor máximo da largura de fendas.

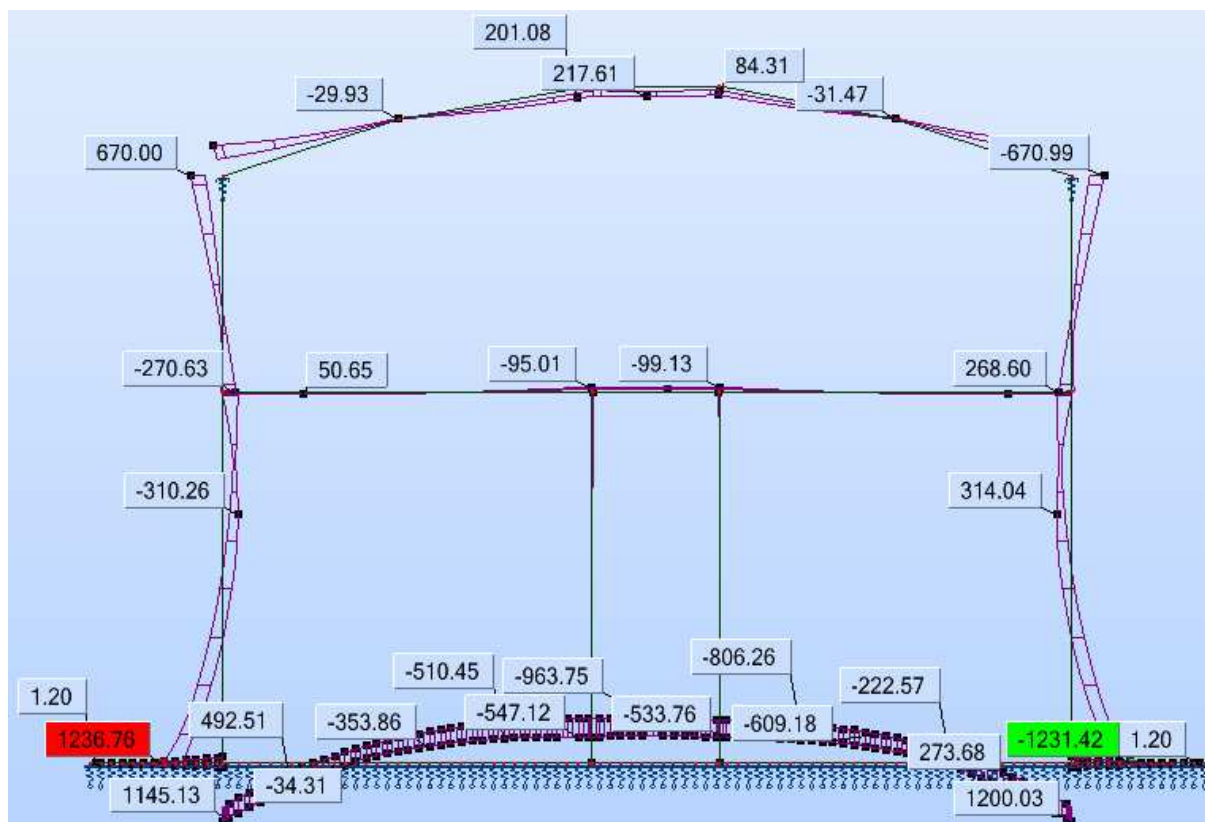


Fig. 5.24 – Momentos nas combinações quase permanentes (comb. 73 a 120)

A figura 5.24 representa a envolvente de momentos flectores para as combinações quase permanentes que permitem a verificação do estado limite de fendilhação.

O quadro 5.15 resume o dimensionamento para o estado limite de fendilhação.

Quadro 5.15 – Dimensionamento para o estado limite de fendilhação

	Cobertura		Parede lateral		Laje de fundo	
	1/2 vão	Apoio	Nó superior	Nó inferior	1/2 vão	Apoio
M_{qpp} (kN.m)	217	671	671	1231	946	1200
d (m)	0,55	0,75	0,75	0,75	1,05	1,05
A_s (cm ²)	15,708	49,087	49,087	49,987	44,179	44,179
A_s	5Φ20	10Φ25	10Φ25	10Φ25	9Φ25	9Φ25
σ_s (MPa)	122,65153	182,2614	182,26143	328,35204	203,9323	258,6879
k_t	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
$f_{ct,eff}$	2,9	2,9	2,9	2,9	2,9	2,9
A_s	32,168	49,087	49,087	49,987	44,179	44,179
$\rho_{p,eff}$	0	0	0	0	0	0
E_s (GPa)	200	200	200	200	200	200
E_c (GPa)	33	33	33	33	33	33
α	6,0606061	6,060606	6,0606061	6,0606061	6,060606	6,060606
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	0,000368	0,000547	0,0005468	0,0009851	0,000612	0,000776
k_3	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4	3,4
c	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
$s_{r,max}$	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17
w_k (mm)	0,0625523	0,092953	0,0929533	0,1674595	0,104005	0,131931
$w_k < 0,3mm$	ok	ok	ok	Ok	ok	ok
s necessário (mm)	300	250	250	100	200	150

5.8.3.2 Estados limites de deformação

A verificação deste estado limite é feita comparando os seguintes valores:

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{real} < \left(\frac{l}{d}\right)_{calculado} \quad (5.15)$$

Como se pode verificar no quadro 5.16, o estado limite de deformação é cumprido com uma margem considerável. Segundo o programa Robot, a deformação máxima será de 2 cm na zona mais crítica, valor bastante positivo do ponto de vista estrutural.

A figura 5.25 apresenta os valores da deformação da estrutura calculados através de Robot para as combinações correspondentes a esta verificação.

Quadro 5.16 – Verificação do estado limite de deformação segundo EC2

	Cobertura	Parede lateral	Laje
l	16	11,07	16
$A_{s \text{ meio vão}}$	15,708	12,566	44,179
$A_{s \text{ negativo}}$	49,087	49,987	44,179
b	1	1	1
d	0,55	0,75	1,05
f_{ck}	500	500	500
ρ_0	0,02236068	0,02236068	0,022361
ρ	0,002856	0,001675467	0,004208
ρ'	0,00892491	0,006664933	0,004208
K	1	1	1
l/d_{calc}	1550,64919	3562,633472	830,4961
l/d_{real}	29,0909091	14,76	15,2381
Verificação	ok	ok	ok

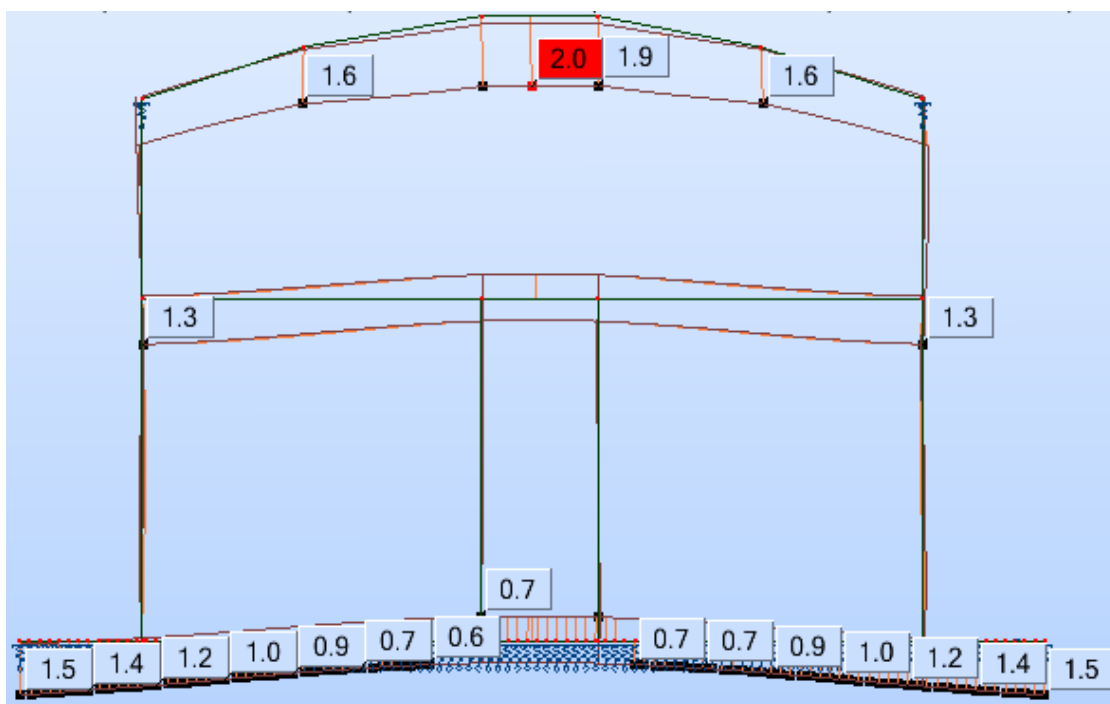


Fig. 5.25 – Deformação da estrutura nas combinações 121 a 168

5.9 SECÇÕES FINAIS

Tendo em conta as verificações para os estados limites de utilização, efectuadas nos pontos anteriores, chega-se ao dimensionamento das armaduras expresso no quadro 5.17.

Quadro 5.17 – Armadura longitudinal utilizada

	Laje de cobertura		Paredes laterais			Laje fundo	
	meio vão	apoio	nó sup	meio	nó inf	meio	apoio
Φ	20	25	25	20	25	25	25
n varões	5 Φ 20	10 Φ 25	10 Φ 25	4 Φ 20	10 Φ 25	9 Φ 25	9 Φ 25
$A_{s,eff}$ (cm ²)	15,708	49,087	49,087	12,566	49,987	44,179	44,179

Em anexo são apresentadas as secções tipo para cada elemento dimensionado.

6

ANÁLISE PARAMÉTRICA: O PROBLEMA EM 3D, SOLUÇÕES ALTERNATIVAS

6.1 ANÁLISE DA CORTINA EM 3D

Com o objectivo de completar o estudo elaborado no capítulo 4, procedeu-se a uma análise em 3D da cortina provisória.

O carácter repetitivo da estrutura pressupõe que os resultados obtidos em 3D não serão condicionantes relativamente aos 2D. O programa Plaxis 2D, como já se referiu anteriormente, efectua as suas análises por metro de desenvolvimento. Assim, a modelação efectuada no capítulo 4 refere-se simplesmente a um metro de desenvolvimento da cortina. Posto isto, o carácter repetitivo do problema faz crer que essa simplificação não terá efeitos práticos no dimensionamento, tal como se veio realmente a verificar por comparação com os resultados 3D.

No entanto, poder-se-á também verificar numa análise 3D a redistribuição de esforços que existe ao longo do desenvolvimento da cortina. O plano já analisado corresponde às secções em que existem ancoragens. Numa análise deste tipo, constata-se não só os esforços e deformações que ocorrem nas secções das ancoragens, mas também nas secções intermédias, que, como se verá, são bastante diferentes, embora essa divergência seja facilmente explicável.

6.1.1 MODELAÇÃO COM RECURSO A PLAXIS 3D

Esta análise recorreu ao programa Plaxis 3D Foundations. Este programa está mais direccionado para o cálculo de fundações, pelo que, não estão presentes todas as ferramentas à disposição no Plaxis 2D. Por exemplo, não existe uma ferramenta para recriar especificamente ancoragens e bolbos de ancoragem. Assim, recorreu-se a uma solução alternativa, que passou pelo carregamento da cortina através de forças pontuais com a grandeza da tensão nas ancoragens, bem como a mesma direcção.

A cortina possui as características já introduzidas na análise anterior. Enquanto em 2D o elemento utilizado para simular a cortina provisória é o “plate”, em 3D o elemento é o “wall”.

Por fim, na definição das propriedades do terreno, são gerados três horizontes geotécnicos de características idênticas às apresentadas e utilizadas no capítulo 4. A geração das fronteiras dos vários tipos de solo em profundidade é feita com recurso à ferramenta “borehole”. Ao contrário do programa 2D, em que essa distribuição é feita através de linhas desenhadas no plano vertical, no Plaxis 3D, a ferramenta “borehole” simula uma sondagem e é esse elemento que caracteriza o solo em

profundidade. Para cada sondagem define-se as cotas a que se encontram os vários estratos. Quanto mais sondagens forem inseridas, melhor será a caracterização do terreno. Para os espaços em que não existem “boreholes”, o programa faz uma interpolação entre os vários dados e gera, ele próprio, fronteiras entre os estratos.

Para melhor compreender a simulação que foi efectuada segue-se a figura 6.1. Nela, pode-se verificar a geometria que foi utilizada. O elemento azul representa a cortina “tipo Berlim” correspondente à contenção em estudo. As setas azuis indicam as forças pontuais que foram aplicadas de modo a simular as ancoragens, tal como se explicou anteriormente. Repare-se que elas próprias exibem uma inclinação diferente em cada nível.

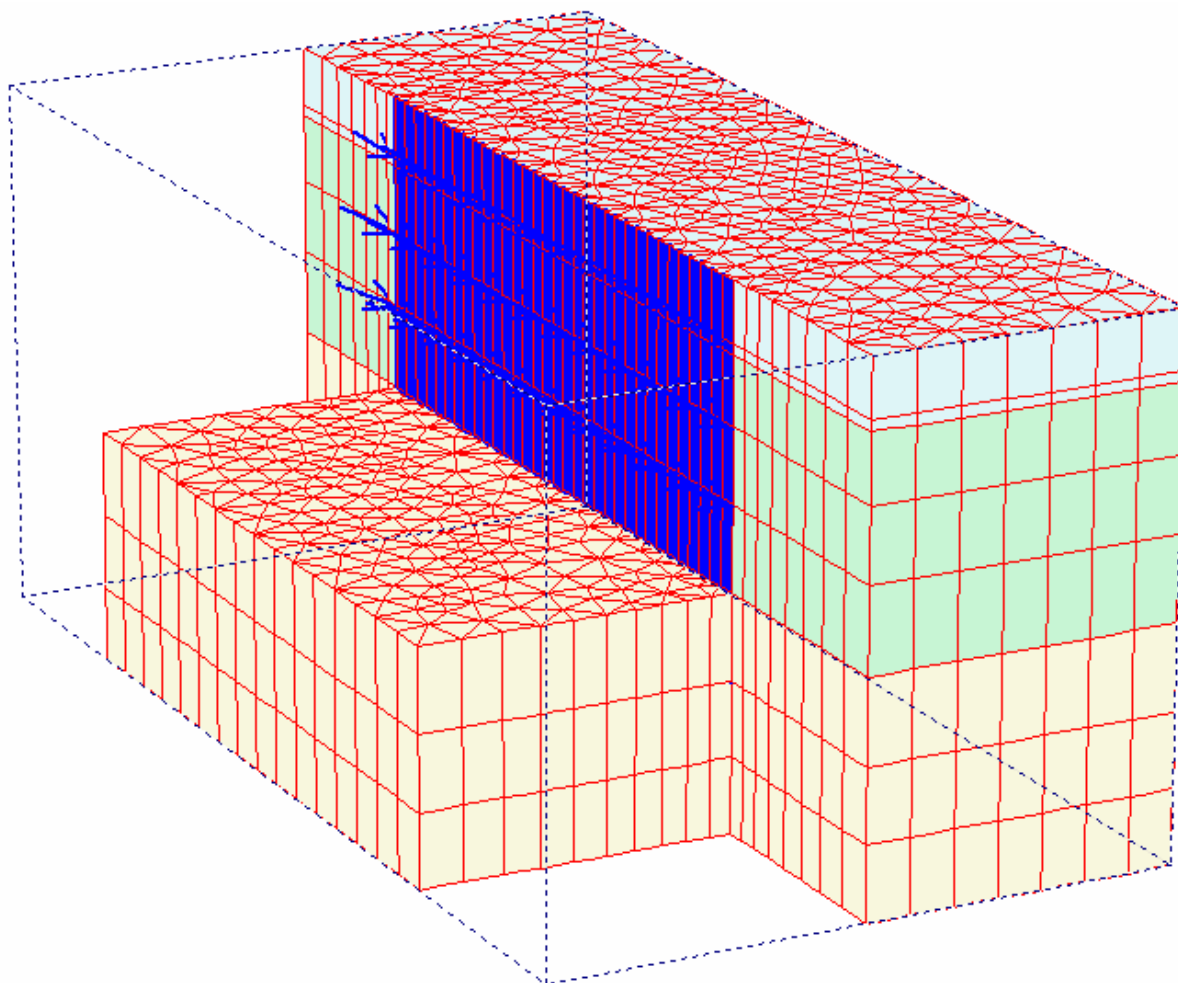


Fig. 6.1 – Geometria e malha utilizada na análise da escavação em Plaxis 3D.

Distinguem-se também, na figura 6.1, os diferentes estratos de solo representados com cores diferentes.

Os resultados que se vão obter serão logicamente diferentes no centro da cortina e nas extremidades da mesma. As porções de terreno existentes nas extremidades da escavação representada apenas foram colocadas para que nessa zona exista alguma interacção solo/cortina. Caso contrário, o programa consideraria o fim da cortina como uma fronteira rígida, e consequentemente encastraria a cortina nas pontas. No entanto, essa interacção nas extremidades vai sempre provocar uma alteração nas

distribuições de esforços em relação às secções centrais da cortina. Posto isto, compreende-se que só faça sentido comparar os esforços obtidos na análise 2D, com os resultados aqui obtidos para o centro da cortina.

É imprescindível também, nesta análise, proceder ao faseamento construtivo já apresentado no capítulo 4. As várias fases permitem a redistribuição de esforços no maciço e a deformação mais progressiva da cortina. Ora, como já se referiu em capítulos anteriores, essa deformação é positiva, pois mobiliza o “efeito de arco” nas tensões do terreno, diminuindo os esforços entre as ancoragens e aumentando na zona dos apoios. Caso não se efectue a análise faseada, não existirão tantas deformações, logo os esforços serão superiores.

6.1.2 RESULTADOS: DESLOCAMENTOS

Neste ponto demonstrar-se-ão os resultados obtidos para as deformações. De referir que para esta análise não é considerada a sobrecarga à superfície de 10 kPa.

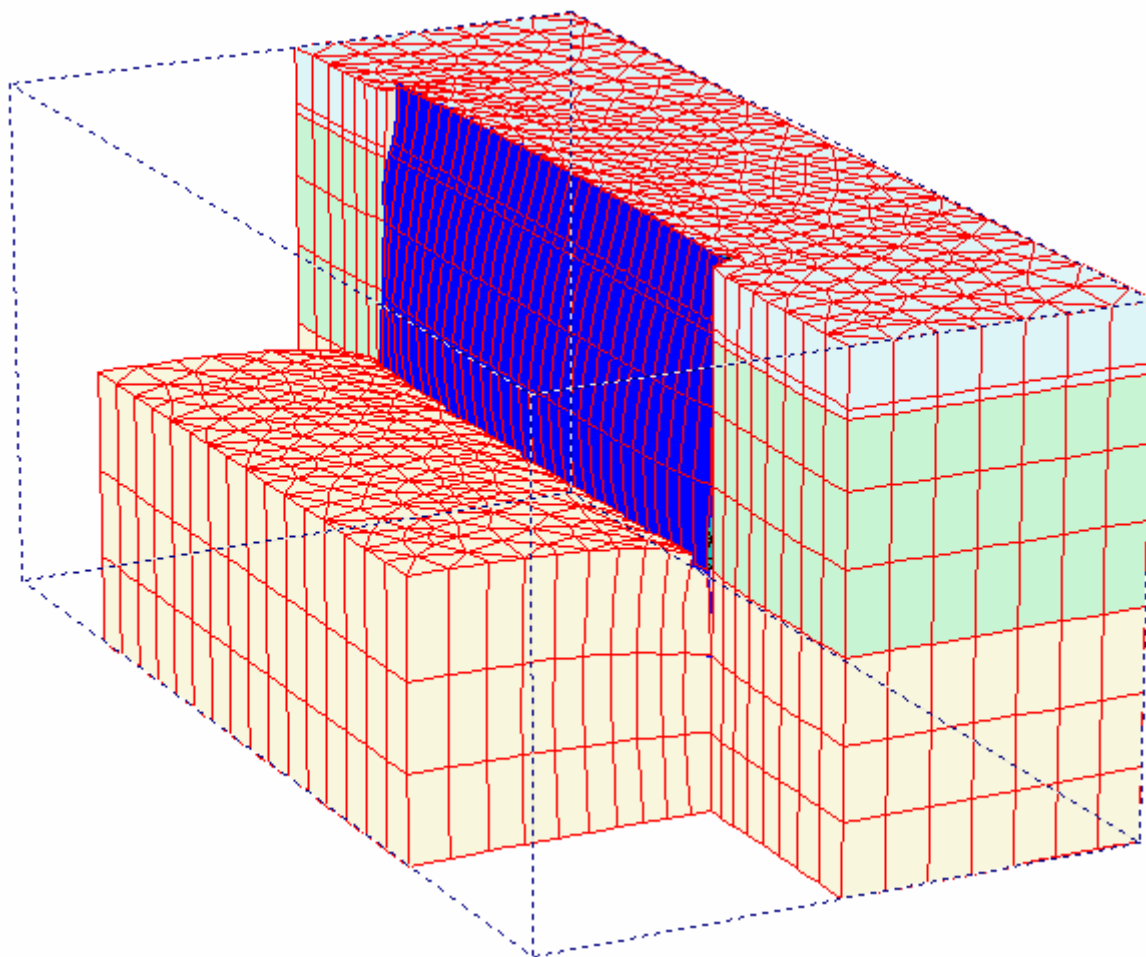


Fig. 6.2 – Deformada da cortina no final da escavação.

Na figura 6.2 apresenta-se a deformada do conjunto. Tal como na análise 2D, a cortina desloca-se contra o terreno na zona superior, comprimindo-o. À medida que se avança em profundidade, esta vai gerando uma “barriga” para o interior da escavação.

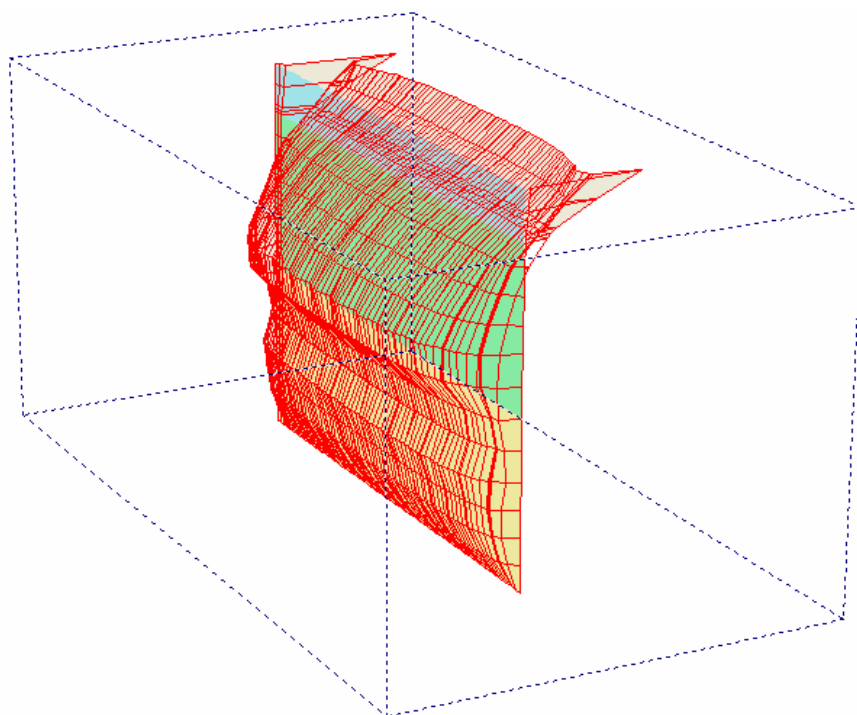


Fig. 6.3 – Deformada da cortina no final da escavação, em pormenor.

Na figura 6.3, constata-se o que foi dito anteriormente para a deformação da cortina. Designadamente a formação das “barrigas” entre os níveis de ancoragens.

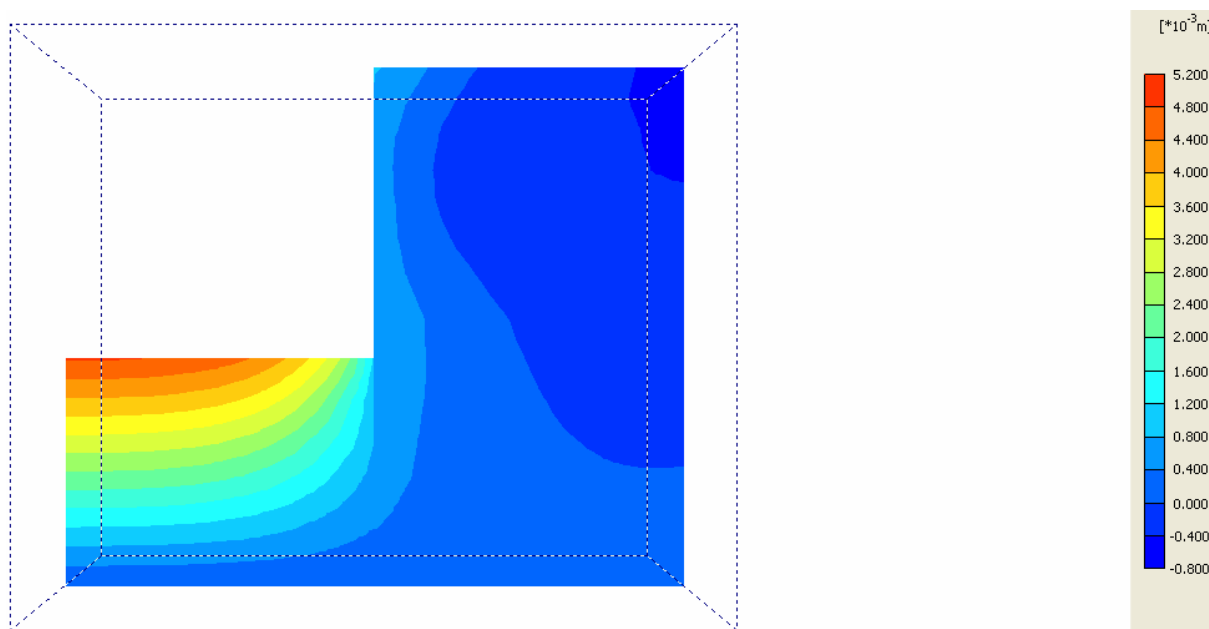


Fig. 6.4 – Deslocamentos verticais para uma secção a meio da escavação.

A figura 6.4 representa, por sua vez, os deslocamentos verticais numa secção a meio da escavação. Tal como ocorreu na análise em 2D, no topo do solo remanescente, a zona mais chegada à cortina sofre um empolamento, ao passo que a uma certa distância da mesma o solo sofre um assentamento.

6.1.3 RESULTADOS: MOMENTOS FLECTORES

Este será o ponto para o qual a análise 3D é mais enriquecedora. Verificar-se-á a diferença que ocorre em termos de esforços de flexão entre as secções que possuem ancoragem (analisadas em 2D) e as secções intermédias.

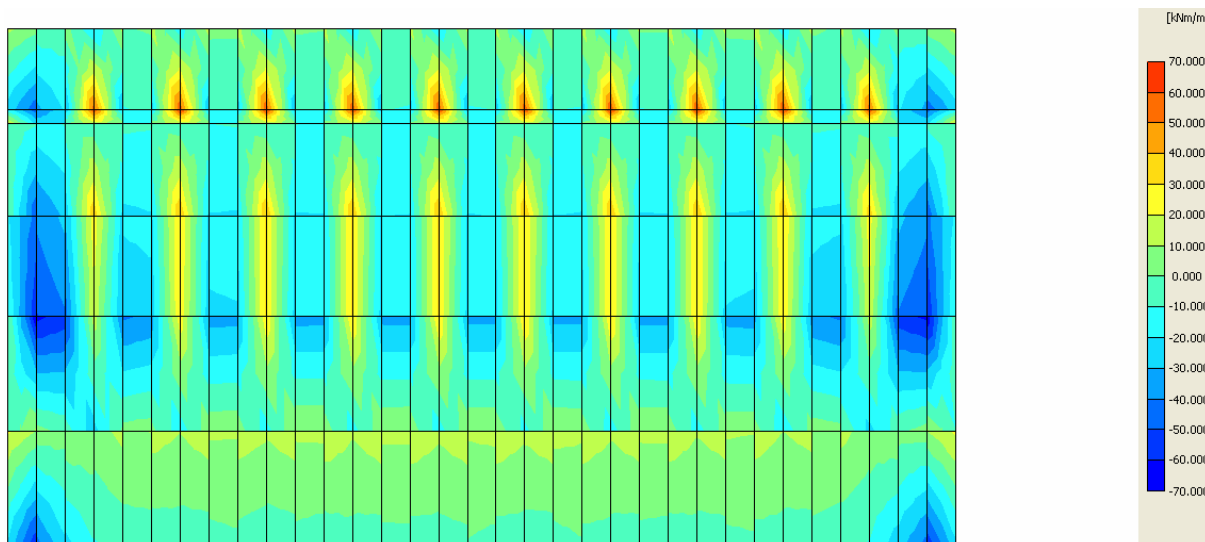


Fig. 6.5 – Momentos na cortina para a direcção vertical.

A figura 6.5 representa os momentos flectores na direcção vertical em toda a cortina. Pelas razões que foram indicadas inicialmente, as extremidades esquerda e direita não são representativas pois correspondem a pontos em que existe uma interacção diferente com o solo. No entanto, identifica-se uma extensa zona central em que o diagrama de momentos é repetitivo. Será essa a área alvo dos comentários e comparações.

Como se pode constatar, o diagrama não é constante ao longo da cortina. As zonas a vermelho, com momentos na ordem dos 40 kN.m, correspondem às secções em que são aplicadas as ancoragens. Entre estas, o diagrama adquire momentos de sinal inverso. A análise em Plaxis 2D correspondia apenas à zona de aplicação das ancoragens. Ao comparar os esforços obtidos para estas secções nas duas análises, verifica-se que são muito semelhantes. Como já foi referido, nestes alinhamentos verticais, o esforço máximo ronda os 40 kN.m que é um valor muito próximo do obtido para a cortina em 2D, que, recorde-se, foi de 39,5 kN.m.

Passando agora às zonas intermédias, o diagrama apresenta uma gama de cores mais próxima do azul, representativas de momentos de sinal inverso na ordem de 10 a 20 kN.m.

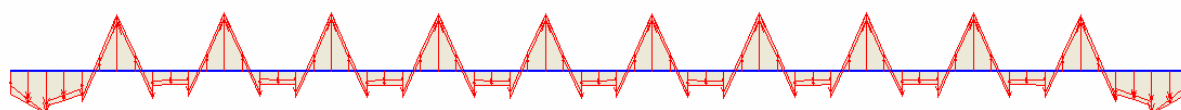


Fig. 6.6 – Momentos na cortina para a direcção vertical, no primeiro nível de ancoragens



Fig. 6.7 – Deslocamentos horizontais na cortina, no primeiro nível de ancoragens

O dimensionamento foi feito apenas para as zonas em que existiam ancoragens. Ora, como se verifica nesta análise tridimensional, nas zonas intermédias, o esforço será menor. Acontece que, nestas zonas, também se procederá à colocação de perfis do mesmo tipo, HEB220, logo, uma conclusão fácil será dizer que estes perfis se encontram sobredimensionados para estas zonas. É lógico que em termos construtivos seria complicado colocar perfis de forma variada ao longo do desenvolvimento. No entanto, em termos teóricos isso seria uma hipótese mais económica.

A figura 6.6 demonstra o que se disse anteriormente. Os picos superiores à linha azul representam os pontos de aplicação das ancoragens. Entre estas zonas o momento é sempre menor, daí que se confirme a hipótese formulada no parágrafo anterior.

6.2 ANÁLISE PARAMÉTRICA

6.2.1 UTILIZAÇÃO DE UM PERFIL MENOR, HEB200

Inicia-se a análise paramétrica 2D da cortina fazendo variar o perfil que sustenta o terreno. Na solução preconizada em projecto, utilizou-se um perfil HEB 220. Neste ponto far-se-á a análise da mesma situação mas desta vez utilizando as características de um perfil HEB 200 para a cortina.

O objectivo desta análise é bastante claro na medida em que, se a utilização de um perfil de menor capacidade fosse viável, os custos seriam compreensivelmente menores.

Quadro 6.1 – Características do perfil HEB 200 a inserir no programa Plaxis

HEB 200	A (cm ² /m)	I (cm ⁴ /m)
	60,667	5394

No quadro 6.1 resumem-se as propriedades do perfil que foram inseridas no programa de elementos finitos. Tal como na análise feita para dimensionamento no capítulo 4, os materiais da cortina e das ancoragens admitem-se com comportamento elástico linear em que o módulo de Young é de 206 GPa para o aço dos perfis e de 200 GPa para o aço constituinte das ancoragens.

Os resultados obtidos são os que se seguem.

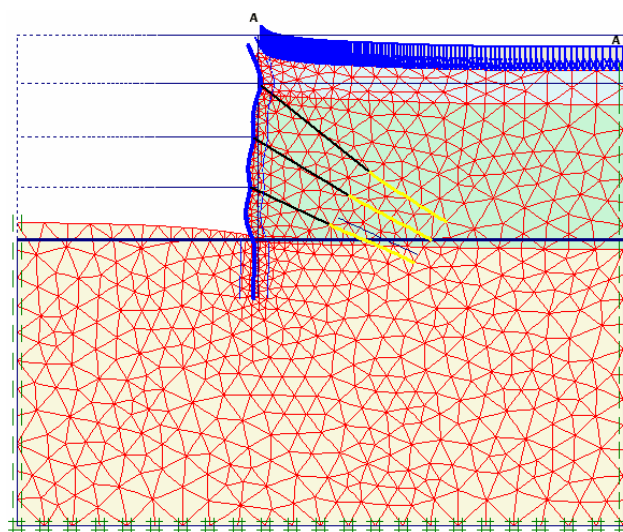


Fig. 6.8 – Deformada da cortina na análise com o perfil HEB 200

O faseamento utilizado foi o mesmo do capítulo 4, sucedendo a cada fase de escavação a colocação de ancoragens, excepto na escavação de fundo. Termina-se a análise aplicando um carregamento à superfície de 10 kPa.

A figura 6.8 permite constatar que não ocorre a ruptura do terreno já que os deslocamentos não são significativos. A deformada da cortina apresenta, de resto, a típica forma característica deste tipo de problemas. No entanto, a verificação estrutural do perfil será determinante para averiguar a sua adequação ao problema em causa.

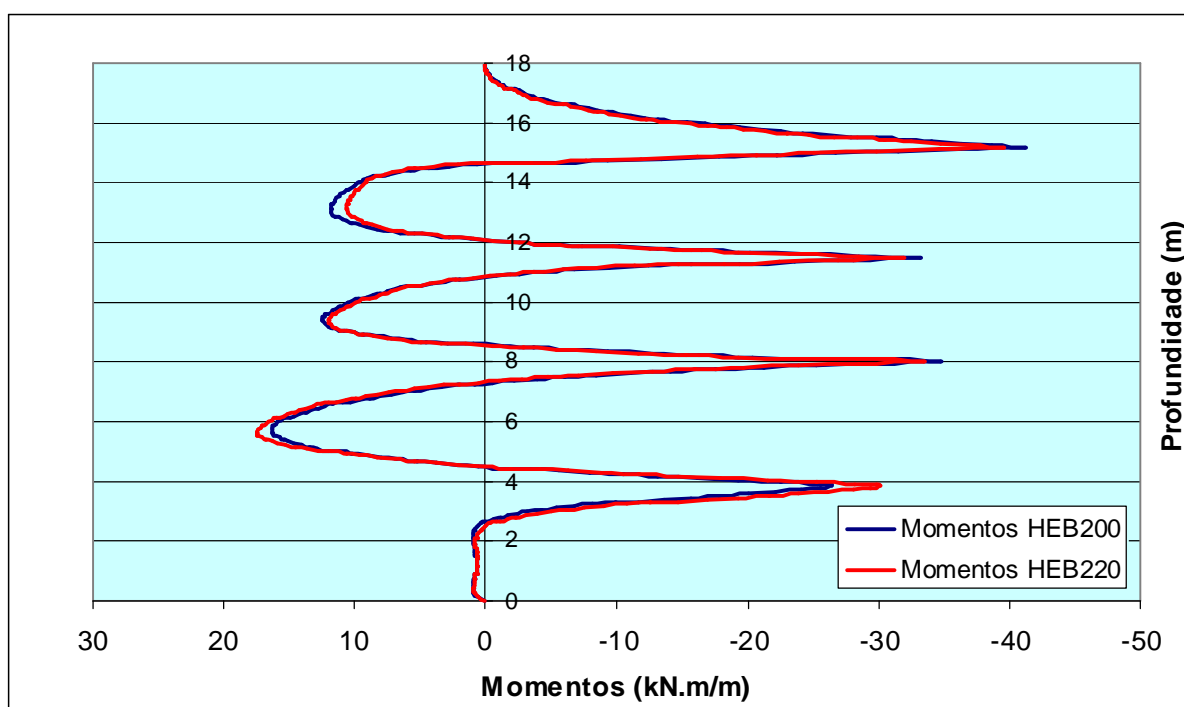


Fig. 6.9 – Comparação de momentos flectores na análise com perfil HEB200 e HEB 220

Comparando os momentos obtidos nesta análise com aqueles que se obtiveram no dimensionamento com o perfil HEB 220 (figura 6.9) verifica-se que se encontram bastante próximos, não havendo por aqui nenhum impedimento à utilização destes perfis mais económicos.

De seguida faz-se a verificação de segurança tal como no capítulo 4 e que se expõe no quadro 6.2. O cálculo das tensões actuantes, σ_{sd} , e a sua comparação com as tensões resistentes, σ_{rd} , permite concluir que a utilização destes perfis não era adequada para a escavação. Embora para as tensões nos troços superiores (1º e 2º tramos) o perfil apresentasse a resistência requerida, para o tramo inferior, a força de compressão axial conjugada com o momento actuante conduzem a tensões em serviço incompatíveis com a tensão máxima resistente. É importante referir que os esforços utilizados foram calculados através do programa Plaxis para as secções mais desfavoráveis de cada troço.

Quadro 6.2 – Verificação de segurança dos perfis HEB200

	1º Tramo	2º Tramo	3º Tramo
Nsd (kN)	157,0671	354,0321	572,8091
Msd (kN.m)	83,349	67,16115	70,5024
A (cm ²)	60,667	60,667	60,667
i (cm)	5,59	5,59	5,59
l (m)	3,6	3,6	3,95
le (m)	2,88	2,88	3,4365
λ	51,52057	51,52057	61,47585
φ	0,790703	0,790703	0,7246
lh/be	225	225	260,75
k	1	1	1
w (cm ²)	570	570	570
I (cm ⁴)	5394	5394	5394
Ne (KN)	13464,94	13464,94	9457,075
σ_{sd} (MPa)	182,1055	197,4834	269,128
σ_{rd} (MPa)	235	235	235

Conclui-se desta forma a impossibilidade de utilização de perfis HEB200.

6.2.2 VARIAÇÃO DE CARGAS DE PRÉ-ESFORÇO

Neste ponto o objectivo será avaliar o efeito, na cortina e no terreno, resultante de diferentes cargas de pré-esforço aplicado nas ancoragens. Por um lado avaliar-se-á a ocorrência de ruptura da cortina para níveis mais baixos de tensão, e por outro, o efeito no terreno de tensões mais altas do que as que foram consideradas no projecto.

Recordando o procedimento do capítulo 4, o pré-dimensionamento do pré-esforço nas ancoragens foi calculado “impondo a condição de que a componente horizontal dos esforços instalados, quando estes igualam a tracção admissível, permita equilibrar as pressões aparentes do maciço”. Ora, as pressões aparentes calcularam-se recorrendo a uma ligeira alteração na formulação do diagrama aparente de Terzaghi e Peck. O resultado desse pré-dimensionamento foi o seguinte:

Quadro 6.3 – Pré-esforço utilizado no projecto

	Pré-Esforço real (kN) (s = 3m)	Pré-Esforço por metro de desenvolvimento (kN/m)
1º Nível	450	150
2º Nível	580	193,333
3º Nível	580	193,333

Como a análise em Plaxis 2D corresponde a um metro de desenvolvimento, os valores de pré-esforço inseridos no programa são os da direita no quadro 6.3.

Neste ponto vai analisar-se a escavação com outros níveis de pré-esforço nomeadamente 70kN/m, 100kN/m, 200kN/m e 250kN/m (figuras 6.10 e 6.11).

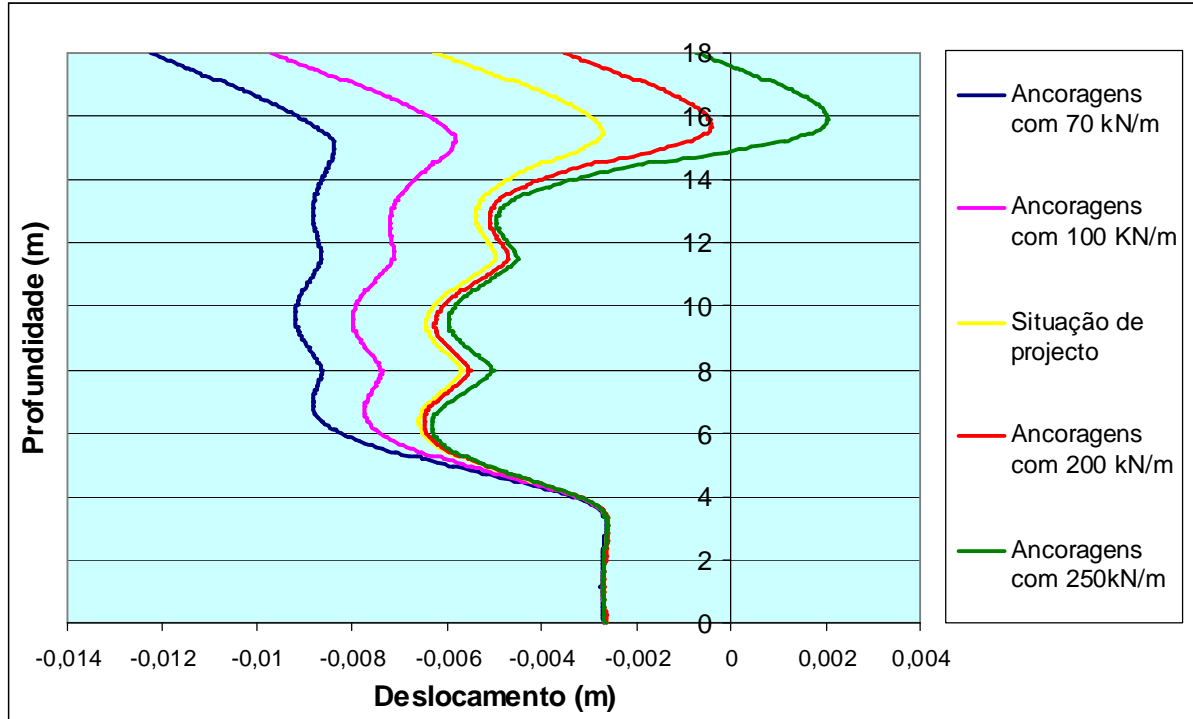


Fig. 6.10 – Comparação de deslocamentos horizontais na cortina

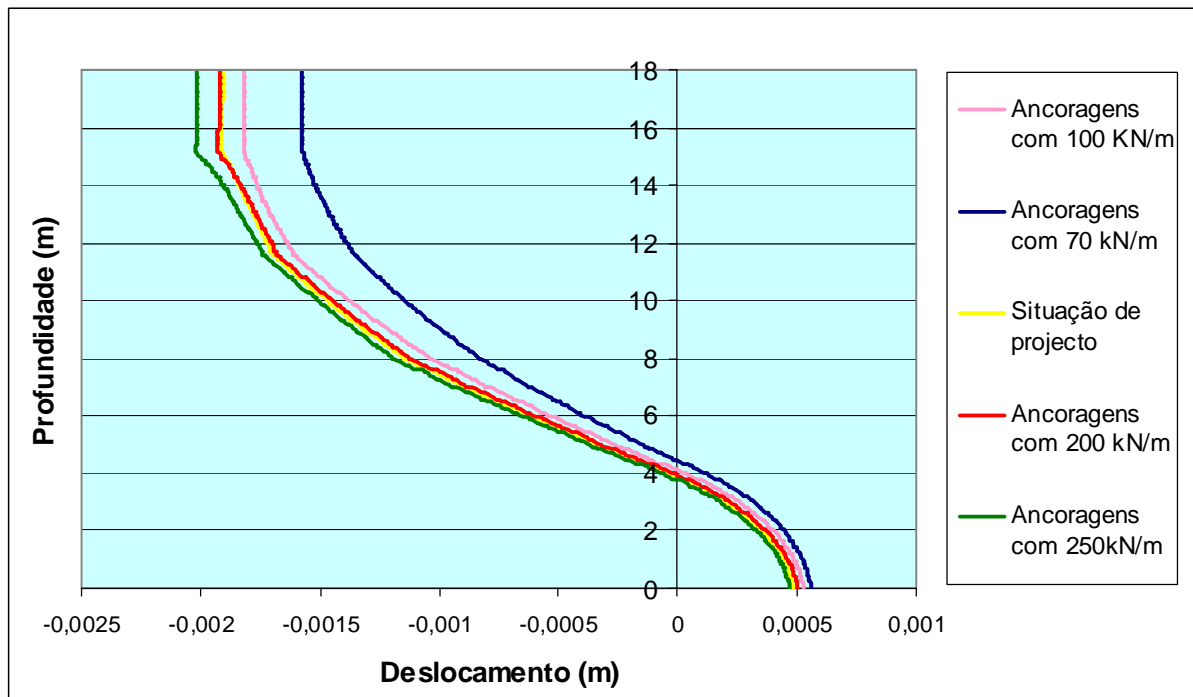


Fig. 6.11 – Comparação de deslocamentos verticais na cortina

Analisando os deslocamentos horizontais, mais importantes no que às estruturas vizinhas diz respeito, como seria de esperar, os deslocamentos alinham-se proporcionalmente ao valor do pré-esforço respectivo. À menor tensão, 70 kN/m, corresponde o maior deslocamento horizontal, no sentido da escavação, cerca de 1,2 cm. Por outro lado, para o nível de pré-esforço máximo, 250 kN/m, o deslocamento horizontal, na zona da 1ª ancoragem, chega a ser no sentido da compressão do terreno e na ordem dos 2 mm.

À medida que se avança em profundidade, os deslocamentos têm tendência a uniformizarem-se. Na zona do nível mais profundo de ancoragens a diferença dos deslocamentos máximo e mínimo é de apenas 4 mm e, caminhando para o fundo da escavação, os deslocamentos uniformizam-se nos 3 mm.

Passando à análise dos deslocamentos verticais, aqui a diferença não é significativa. O motivo da análise deste deslocamento seria averiguar o efeito da tensão vertical, rebatida da tensão de pré-esforço, na cortina. O facto de se aumentar bastante a tensão poderia conduzir a um afundamento do perfil no terreno. No entanto, tal fenómeno não ocorre. Nunca existe mais do que 1 mm de diferença entre os deslocamentos para as várias tensões de pré-esforço.

A conclusão que se poderá tirar da análise dos deslocamentos na cortina é que o efeito da variação da tensão de pré-esforço é mais visível na direcção horizontal. Ainda assim, o deslocamento na cortina, em qualquer dos casos, não é preocupante.

Mais significativo será certamente o efeito na superfície do terreno, a uma certa distância da cortina. Esta zona tem sempre tendência a sofrer um arrastamento em função da carga do pré-esforço ser maior ou menor.

Com o objectivo de estudar essas diferenças, apresenta-se de seguida a comparação dos deslocamentos ocorridos nessa zona do terreno à superfície. Os valores assim obtidos poderão condicionar bastante a escolha da tensão aplicada já que interferem directamente com a superfície do terreno e consequentemente com a vizinhança da escavação.

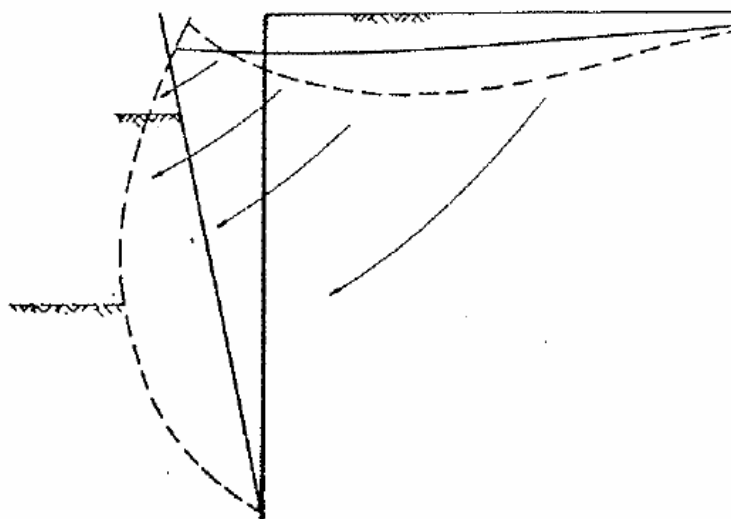


Fig. 6.12 – Deslocamentos associados a uma escavação suportada por uma cortina com boas condições de apoio no pé (Matos Fernandes, 1990)

A forma típica dos deslocamentos está apresentada na figura 6.12.

É importante referir que esta análise de deslocamentos é feita em serviço, ou seja, sem sobrecarga à superfície. Deste modo, no caso de uma carga mais pesada passar ao largo na escavação, é expectável que ocorram na realidade deslocamentos ligeiramente superiores aqueles que surgem na figura 6.13.

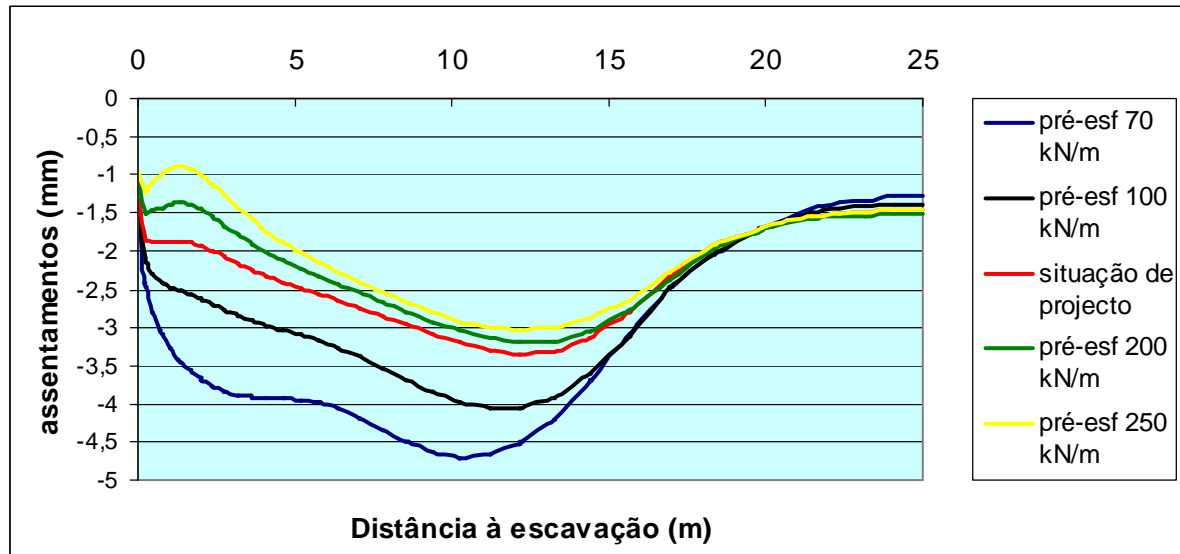


Fig. 6.13 – Comparação de deslocamentos verticais na superfície do terreno

Analisando a figura 6.13, a variação de assentamentos chega aos 2,7 mm. Para o menor pré-esforço o assentamento é de 4,70 mm, mais cerca de 50% do que na situação de projecto, enquanto para o pré-esforço máximo analisado a deformação máxima é de 3 mm, muito próxima da solução realmente utilizada.

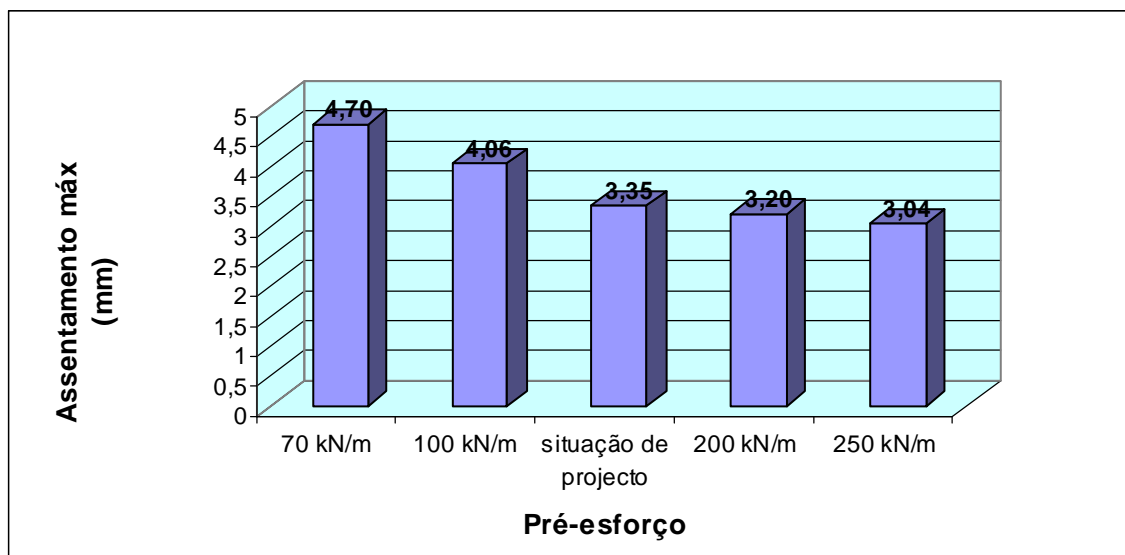


Fig. 6.14 – Comparação de deslocamentos verticais máximos na superfície do terreno

A figura 6.14 permite comparar melhor os assentamentos máximos. Como seria de esperar, à medida que se aumenta o pré-esforço, o assentamento diminui. No entanto, a variação das deformações de 70

kN/m para 100 kN/m e deste para a solução de projecto é bastante maior do que a variação nos patamares de tensão superiores. Isto permite concluir que à medida que se aumenta o pré-esforço, o rendimento em termos de diminuição de assentamentos diminui.

Para confirmar esta hipótese fizeram-se mais algumas análises com o programa Plaxis para pré-esforços de valor 300 kN/m e 350 kN/m. A relação entre o assentamento vertical máximo verificado na superfície e o nível de pré-esforço actuante está representada na figura 6.15.

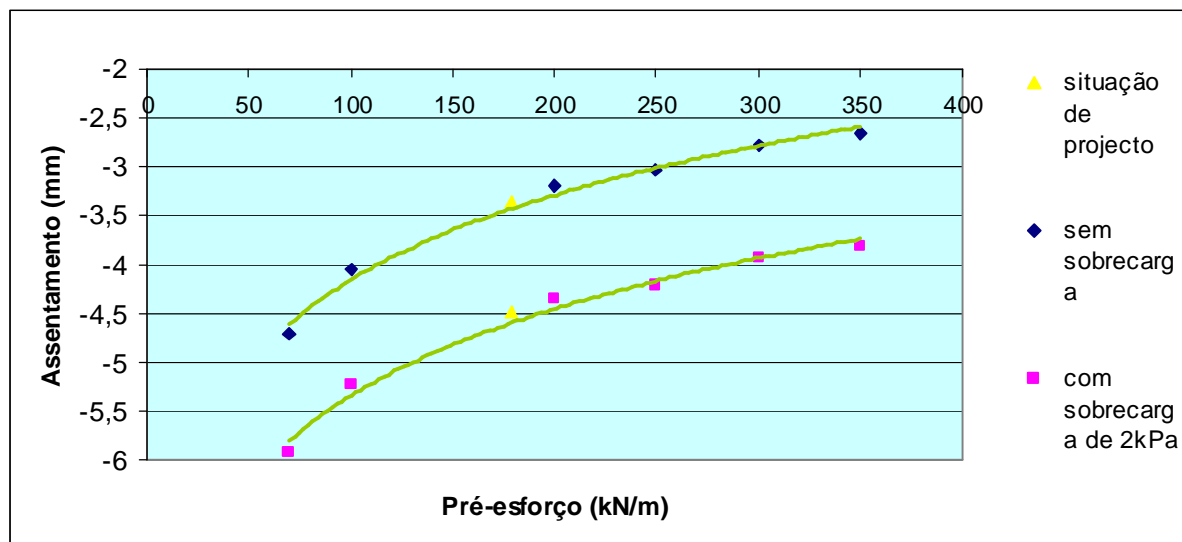


Fig. 6.15 – Relação entre os assentamentos verticais máximos na superfície e o nível de pré-esforço

A análise que tem vindo a ser elaborada não contempla nenhuma sobrecarga. No entanto, para melhor simular a combinação de serviço, quase permanente, utilizou-se, de acordo com o R.S.A., o coeficiente de minoração 0,2 sobre a carga de 10 kPa utilizada no dimensionamento. Deste modo, as rectas de regressão representam por um lado a situação sem sobrecarga e por outro lado um carregamento à superfície de 2 kPa.

A diferença entre ambas as rectas é aproximadamente 1,25 mm, querendo isto dizer que, regra geral, a existência, ou não, de sobrecarga irá agravar em 1,25 mm o assentamento do terreno.

Por outro lado, constata-se também que a inclinação das rectas é variável diminuindo à medida que se aumenta o pré-esforço. Conclusão: a variação do assentamento máximo, entre escalões de tensão, é mais lenta à medida que se aumenta a tensão de pré-esforço e, por outro lado, a existência de sobrecarga não altera a forma do assentamento, apenas a dimensão do mesmo.

Se apenas tivermos em conta a análise feita recorrendo ao programa de elementos finitos, e, como única condição o controlo dos deslocamentos, nenhuma das soluções anteriormente descritas era demasiado gravosa em termos dos assentamentos que se geravam. O deslocamento vertical máximo obtido para a carga mínima de pré-esforço foi de 6 mm, valor que perfazia a segurança, se só fossem tomados como condicionantes estes valores. Todas as hipóteses eram por isso viáveis.

A opção que se tomou em termos de carga de pré-esforço resultou, como já se referiu neste capítulo, da utilização do diagrama aparente de Terzaghi e Peck. Considerando as restantes soluções, a hipótese que se formulou no projecto é bastante equilibrada, estando a meio do intervalo de valores, tanto de tensões como de assentamentos, gerados pelo programa de elementos finitos. Algo que não foi ainda referido é o porquê deste domínio de tensões entre 70 kN/m e 350 kN/m. A resposta é simples: valores

fora deste domínio conduziram à ruptura da escavação na análise em Plaxis, daí que apenas estes estivessem disponíveis para comparação com a situação de projecto.

Repare-se que o assentamento máximo para o pré-esforço máximo é 80% do assentamento na situação preconizada neste projecto. Conclui-se assim que não é grande a vantagem, neste domínio, de se aumentar o pré-esforço. A solução adoptada é por isso bastante equilibrada dentro dos restantes valores.

6.2.3 VARIAÇÃO NOS APOIOS

A análise baseada na variação dos apoios faz sentido na medida em que poderá ser útil a verificação do comportamento do solo em caso de ruptura de um ou mais apoios. Não só em termos de segurança, mas também do ponto de vista estrutural, é conveniente o projectista ser conhecedor dos efeitos de uma possível ruptura das ancoragens.

Iniciando então a análise, pode-se começar por dizer que a cortina sem apoios não se sustentaria, algo que seria expectável para uma situação deste tipo. Apenas se fará esta análise para demonstração dos fenómenos que podem ocorrer em estruturas semelhantes. As cortinas auto-portantes têm uma aplicabilidade muito limitada e obrigam frequentemente a fundações bastante profundas.

Supondo que, apenas o perfil encastrado no terreno funcionaria como suporte das terras, o programa de elementos finitos revela que o terreno plastificaria e entraria em ruptura na 3ª fase de escavação.

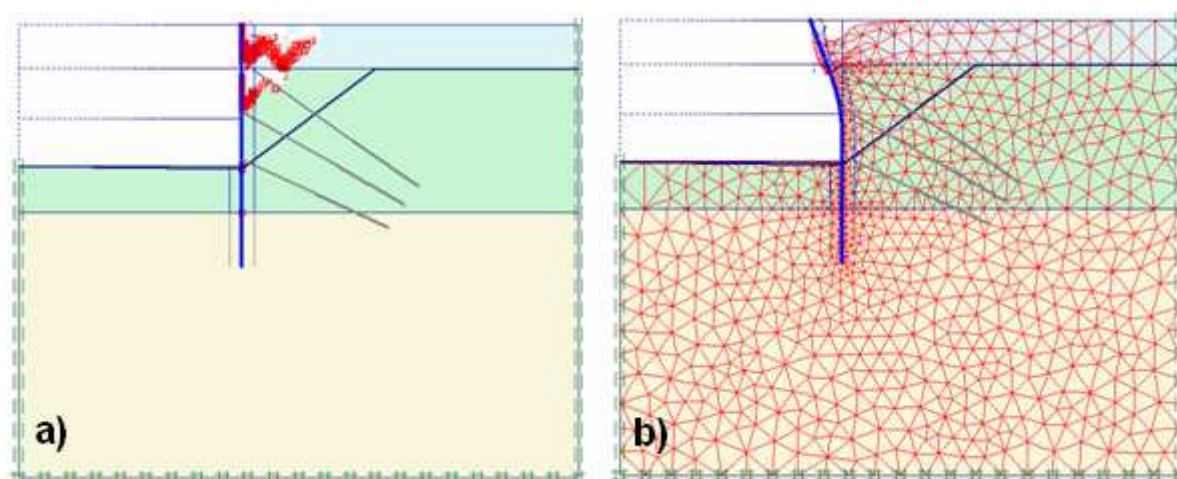


Fig. 6.16 – Resultados obtidos na análise efectuada no programa Plaxis para a fase de ruptura da cortina, a) Pontos (a vermelho) plastificados; b) Deformada da cortina auto-portante

Tal como se pode verificar na figura 6.16, gera-se uma cunha de pontos plastificados (a vermelho) que cedem ao entrar no 3º patamar de escavação. Nesta altura, a deformação do perfil no topo atinge já os 12 cm.

Ao dimensionar uma cortina auto-portante é necessário ter em conta dois aspectos essenciais: a ficha da cortina e a sua rigidez. Neste caso a fundação não se chega a mover, pelo que, a grande razão da cedência do terreno é mesmo a falta de rigidez da cortina para suportar cargas desta dimensão, sem outro tipo de apoio, evidentemente. A deformação de 12 cm, faz com que o perfil deixe de apoiar o terreno, que entra em plastificação e acaba por ceder. Justifica-se assim a impossibilidade de concretizar uma solução deste tipo e a falência da escavação em caso de um acidente nos apoios.

Passando à análise da distribuição de apoios na cortina, supõe-se que os pontos de apoio estão fixos. Quer isto dizer que, neste estudo, se vão analisar outras distribuições para as ancoragens mas com estas sempre posicionadas nos mesmos pontos geométricos. Desta forma simula-se mais fielmente a possível ruptura das ancoragens instaladas na obra. A análise no programa de elementos finitos passará por activar as ancoragens diferenciadamente. Tiram-se assim conclusões sobre o comportamento da cortina e do terreno para as diferentes combinações de apoios.

Inicia-se este estudo com a simulação de uma cortina mono-apoiada. Tal como o nome indica, só existirá uma ancoragem para suporte. A análise em Plaxis revelou que o sistema só não entraria em ruptura se fosse colocado o apoio correspondente à ancoragem no nível intermédio.

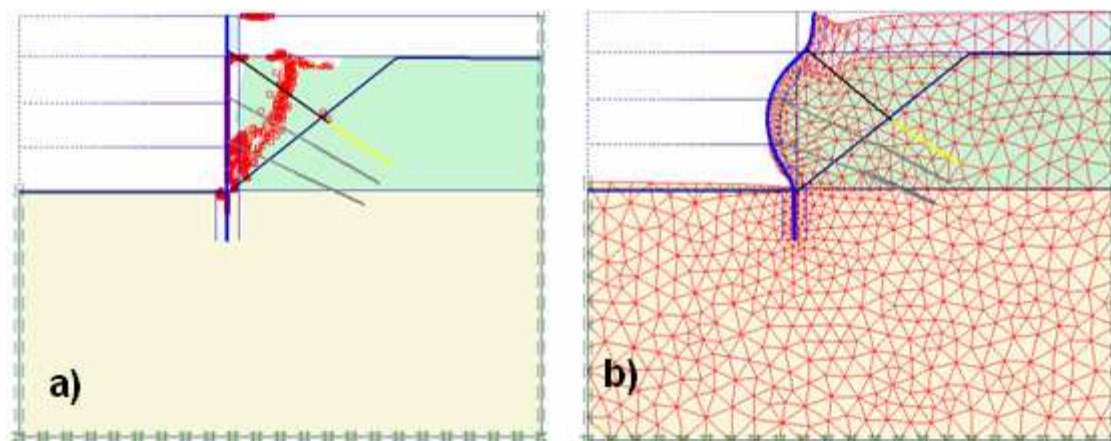


Fig. 6.17 – Análise de uma cortina mono-apoiada no primeiro nível de ancoragem, a) Pontos (a vermelho) plastificados; b) Deformada da cortina

A figura 6.17 representa a simulação da cortina mono-apoiada na ancoragem do nível superior. O terreno colapsou com qualquer força de pré-esforço. À medida que a escavação se prolonga para lá da profundidade do apoio, a cortina gera uma “barriga” para o lado da escavação fazendo com que o terreno nessa zona plastifique e entre em ruptura. Testaram-se forças de ancoragem até 400 kN/m, ocorrendo sempre o mesmo fenómeno.

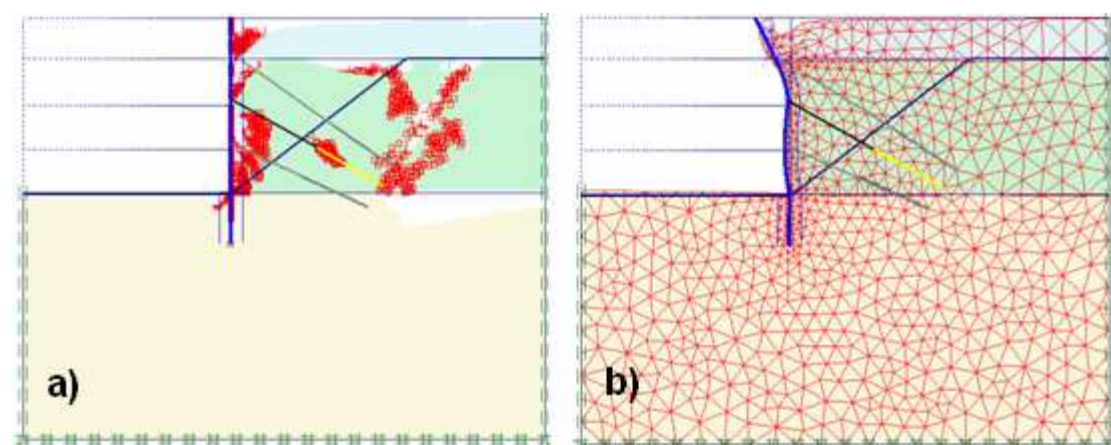


Fig. 6.18 – Análise de uma cortina mono-apoiada no segundo nível de ancoragem, a) Pontos (a vermelho) plastificados; b) Deformada da cortina

Neste segundo estudo (figura 6.18), o apoio situa-se no nível de ancoragem intermédio. Para um pré-esforço de 250 kN/m ou superior, não ocorreu o colapso do terreno pelo que, teoricamente, esta seria uma solução viável. No entanto, seria ainda necessário ter em linha de conta os esforços que se geram no perfil, bem como os assentamentos e ainda a resistência do perfil aos (grandes) esforços gerados para avaliar a viabilidade desta hipótese.

O momento máximo na cortina, para um pré-esforço de 300 kN/m, é de 70 kN.m/m. Ora, este valor está muito acima do que é comportável pelo perfil HEB 220 (quadro 6.4). Apresentando um cálculo muito simplificado verifica-se imediatamente a impossibilidade desta situação.

Recorde-se que:

$$\sigma_{sd} \leq \sigma_{rd} \quad (6.1)$$

e,

$$M_{sd} = 1,35 \times M \times s_{hp} \quad (6.2)$$

Quadro 6.4 – Verificação simplificada da segurança para uma cortina mono-apoiada

Nsd (kN)	391,36
Msd (kN.m)	283
A (cm ²)	91
i (cm)	5,59
l (m)	6
le (m)	5,22
Δ	93,38104
Φ	0,51275
lh/be	260,75
K	1
w (cm ²)	736
I (cm ⁴)	8091
Ne (kN)	6148,084
σ_{sd} (MPa)	518,1439
σ_{rd} (MPa)	235

Assim se conclui a impossibilidade de utilização deste perfil nesta situação. A tensão resistente é muito menor do que a tensão de serviço.

Para tensões de pré-esforço abaixo de 250 kN/m, este sistema de cortina mono-apoiada entra em ruptura. Daqui resulta a conclusão de que o sistema só é viável para forças de pré-esforço consideráveis em conjugação com um perfil de maior capacidade resistente, logo mais caro.

Passando agora à análise desta situação do ponto de vista dos assentamentos, a zona superior da cortina, por falta de apoio durante a escavação, desenvolve o comportamento típico de uma cortina autoportante. Esta move a sua extremidade para o lado da escavação provocando assentamentos

importantes na interface cortina – terreno especialmente na zona superior. Assim sendo, a superfície do terreno não apresentará a forma de assentamento típico de uma cortina ancorada mas sim de uma cortina autoportante. É importante referir também que a dimensão dos deslocamentos à superfície é maior do que na situação de projecto, chegando a ser cinco vezes superior.

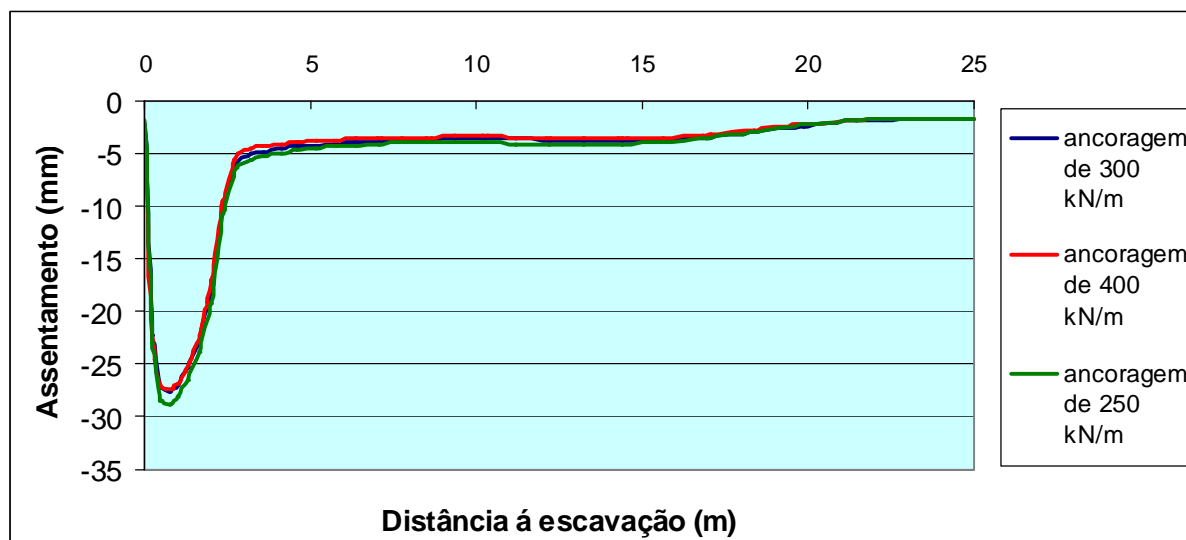


Fig. 6.19 – Assentamento na superfície do terreno para três escalões de pré-esforço numa cortina mono-apoiada na ancoragem do 2º nível

Na figura 6.19 demonstra-se a forma do assentamento na superfície do terreno. Tal como se disse, este exibirá as características correspondentes ao fenómeno numa cortina autoportante. Repare-se como o assentamento máximo ocorre nas imediações da cortina, ao invés de ocorrer a alguma distância da interface tal como é próprio de uma cortina ancorada. Por outro lado, independentemente da tensão de pré-esforço, o assentamento é praticamente igual. Daqui se conclui que na fase em que se executa o pré-esforço a forma dos assentamentos é bastante condicionada pela fase autoportante.

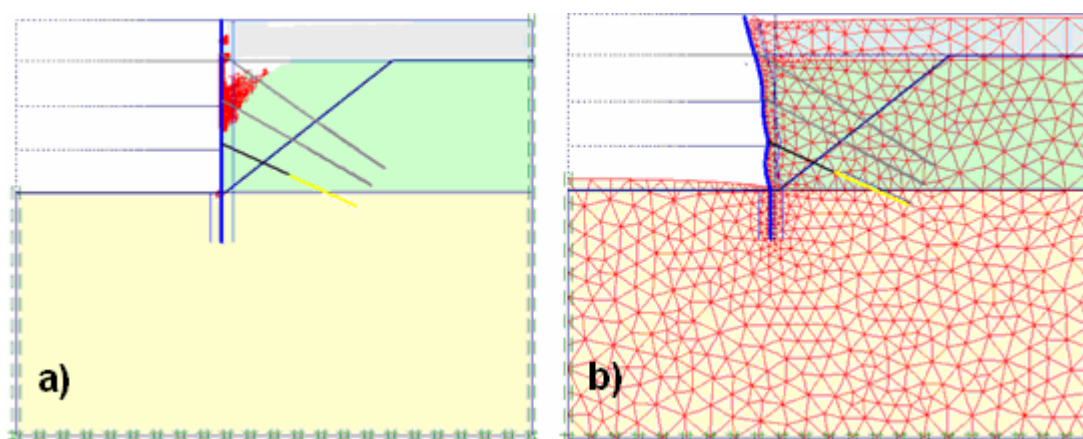


Fig. 6.20 – Análise de uma cortina mono-apoiada no terceiro nível de pré-esforço, a) Pontos (a vermelho) plastificados; b) Deformada da cortina

Por fim, tentou-se colocar o apoio apenas no nível inferior (figura 6.20). O resultado foi sempre o mesmo, com qualquer carga de pré-esforço, o sistema colapsa.

Passou-se posteriormente a um estudo que contempla dois níveis de apoios. Neste caso os resultados foram bastante mais satisfatórios. Dependendo da carga de pré-esforço, o sistema não colapsa. Geralmente acima dos 200 kN/m para qualquer combinação de apoios, o sistema não entra em ruptura. No entanto, geram-se, tal como aconteceu em situações anteriores, momentos na cortina muito superiores aos permitidos pela tensão resistente.

A combinação de apoios mais satisfatória é aquela que junta as ancoragens nos dois níveis inferiores. Esta permite que o sistema não colapse até uma carga mínima de pré-esforço de 100 kN/m. Nas restantes combinações, nenhum sistema resiste a tensões de pré-esforço inferiores a 200 kN/m, muito superiores portanto às forças instaladas na situação de projecto.

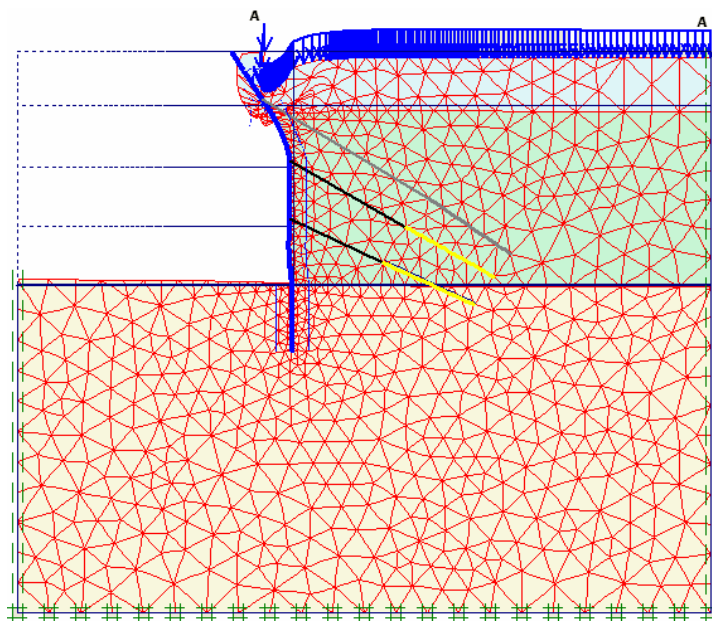


Fig. 6.21 – Deformada da cortina para a hipótese bi-apoiada nos níveis inferiores

Na figura 6.21 apresenta-se a deformada para a cortina bi-apoiada, com tensão de pré-esforço de 100 kN/m. Tal como já ocorreu em situações anteriores, o topo da cortina comporta-se como autoportante, deslocando-se para o interior da escavação. Para as restantes forças de pré-esforço (superiores) o assentamento tem exactamente a mesma forma e a sua dimensão também não sofre grande variação.

6.2.4 CONCLUSÕES

Esta análise paramétrica serviu para experimentar as mais diversas soluções para contenção do terreno, nomeadamente no que diz respeito aos apoios utilizados e ainda ao tipo de perfil metálico da cortina. Por outro lado, mediante estas simulações através do modelo, o projectista consegue mais facilmente prever os fenómenos que ocorreriam se os apoios, por algum motivo imponderável, falhassem.

A comparação da situação de projecto, dimensionada no capítulo 4, com as mais diversas variações do modelo original confirmou que a primeira opção é a mais vantajosa.

Começando pela hipótese de variar o perfil metálico, utilizando o HEB 200, esta revelou-se inviável. A utilização de um perfil menor implica cargas na cortina bastante inferiores, que não estão dentro das do domínio deste projecto.

Seguidamente fez-se variar as cargas de pré-esforço, testando o comportamento do terreno e da cortina para diferentes tensões. Abaixo dos 70 kN/m o sistema colapsa, pelo que só são comparáveis tensões superiores a esta. Pela figura 6.15 conclui-se que o dimensionamento efectuado no capítulo 4 é bastante equilibrado. Os assentamentos ocorridos no terreno estão a um nível intermédio para uma carga de pré-esforço que não é, ao mesmo tempo, exageradamente alta.

Por fim, procedeu-se a uma análise baseada na variação dos apoios. Comparou-se a solução do projecto com a hipótese de cortinas mono-apoiadas e bi-apoiadas. Nenhuma destas teve um comportamento ao nível da original, provocando frequentemente assentamentos muito superiores, não sendo, de qualquer maneira, perigosos em caso de acidente. Por outro lado, o momento gerado nos perfis é muito superior ao que é comportável pela sua tensão resistente.

7

CONCLUSÕES

Neste trabalho, o objectivo de dimensionar a secção mais representativa, em termos da contenção da escavação e da estrutura da estação, foi concretizado. Ao longo destas páginas, o autor pretendeu descrever e explicar todos os passos que conduziram à adopção da solução apresentada. Outras soluções seriam possíveis e outros métodos de dimensionamento poderiam ser utilizados, facto que dependerá, obviamente, da sensibilidade e experiência de cada projectista. Paralelamente, foi possível fazer uma análise mais aprofundada dos métodos que conduzem ao dimensionamento deste tipo de estruturas, principalmente do ponto de vista geotécnico. Por um lado descreveram-se as diversas soluções construtivas para contenções de escavações semelhantes, bem como o seu processo de execução, por outro, analisou-se, a posteriori, com recurso a programas de elementos finitos, os vários parâmetros que influenciam a resistência da cortina, de modo a confirmar ou melhorar a opção tomada.

Durante este processo, o autor adquiriu conhecimentos novos e que, de certa forma, só poderiam ser conseguidos num trabalho deste tipo. Toda a “mecânica” inerente à execução de um projecto com forte pendor geotécnico era desconhecida no início deste trabalho, pelo que tal facto exigiu grande apoio de documentos e bibliografia da especialidade.

Inicialmente, conclui-se a necessidade de uma correcta e profunda caracterização do terreno. Em obras deste tipo, em que o solo e as suas características desempenham um papel primordial, é de extrema importância que o projectista possua pleno conhecimento das propriedades do terreno. Desta forma, a primeira fase do trabalho passou por recolher toda a informação sobre o solo residual presente na zona da estação. Este veio a revelar-se bastante competente. As suas características influenciaram positivamente o projecto da cortina e da estrutura da estação.

A escolha do tipo de contenção utilizada decorre da experiência que já se possuía em obras deste tipo com as cortinas provisórias “tipo Berlim”. Este género de estruturas é o mais indicado para as circunstâncias presentes, nomeadamente no que diz respeito à profundidade da escavação, ao método construtivo, ao impacto na vizinhança urbana, às características do solo e ao rebaixamento do nível freático que foi efectuado durante a obra.

Com o conhecimento de todas as condicionantes da obra e após a escolha da solução construtiva inicia-se o dimensionamento da contenção provisória. Este processo desenvolve-se a partir do pré-dimensionamento da tensão de pré-esforço nas ancoragens. Efectuaram-se algumas simplificações ao método preconizado por Terzaghi e Peck cuja validade se aferiu numa fase posterior do dimensionamento.

Nesta fase, estão já na posse do projectista, todos os dados, para uma primeira abordagem ao problema, através do método dos elementos finitos. Com o auxílio do programa Plaxis modelou-se a escavação de modo a chegar a uma solução estável do ponto de vista estrutural e geotécnico. Confirma-se a sua excepcional utilidade. Esta ferramenta é um poderoso aliado do engenheiro projectista e foi essencial durante todo o trabalho, nele se simularam as mais diversas situações precavendo inúmeros cenários. O dimensionamento da cortina termina com a verificação de segurança de todos os elementos e a confirmação da viabilidade resistente da solução proposta.

Nesta fase conclui-se a grande influência que os parâmetros do solo têm na estabilidade do conjunto. Por outro lado, a distribuição dos apoios e a carga neles aplicada assumem também importância primordial. Este facto foi de resto confirmado na posterior variação paramétrica em que diferentes cenários se experimentaram.

A necessidade de controlar criteriosamente os deslocamentos nas imediações da escavação, pela consequência que isso tem nos edifícios vizinhos exige a utilização de ferramentas poderosas baseadas no método dos elementos finitos. Neste trabalho, um dos principais objectivos foi minorar o assentamento no solo remanescente para que este não afectasse a estabilidade do edifício mais próximo, a Faculdade de Medicina Dentária.

Passando ao dimensionamento da secção mais desfavorável da estrutura da estação, este revelou factos bastante significativos. O dimensionamento em si foi baseado nas regras do Eurocódigo 2 permitindo uma evolução do autor em termos de agilização dos vários procedimentos e verificações inerentes a este tipo de actividade. No entanto, o facto mais significativo neste capítulo, principalmente do ponto de vista geotécnico, foi a simulação da estrutura da estação no programa de elementos finitos. Esta revelou factos bastante interessantes, nomeadamente a importância do efeito de arco ao nível das acções do terreno sobre a estação. Esta análise afastou-se, em alguns casos bastante, dos esforços obtidos pela distribuição triangular de tensões do solo, que se revelou muito mais conservativa. Conclui-se assim a vantagem e segurança para o projectista, decorrente da modelação da estrutura com recurso aos elementos finitos.

Finalmente, no último capítulo, obtiveram-se novos dados para a melhor compreensão do problema. A análise em 3D revelou factos diferentes, nomeadamente no que diz respeito à distribuição de tensões ao longo da cortina flexível de contenção da escavação. A análise 2D supõe, correctamente, o carácter repetitivo do problema. No entanto, ao abordar o problema em 3D, as conclusões não confrontam as anteriores, mas acrescentam novas informações sobre o comportamento da estrutura. Conclui-se por fim, a influência da carga de pré-esforço no assentamento do terreno gerando-se uma curva de regressão que relaciona os vários valores de pré-esforço versus assentamento experimentados no programa de elementos finitos. Confirma-se a solução apresentada como sendo a mais equilibrada, desse ponto de vista.

Para terminar esta exposição, convém referir a importância, que se concluiu ser bastante significativa, da observação da obra. Só esta permitirá confirmar o (esperado) comportamento do solo, da estrutura de contenção e o seu efeito na vizinhança. Uma actualização permanente dos dados permite prever, com um apreciável grau de certeza, os acontecimentos durante a construção.

No âmbito deste tema, existe ainda uma considerável margem de evolução da engenharia. Os programas de cálculo devem caminhar para uma mais eficiente interacção com o projectista. Assim se poderão executar modelos mais complexos. Por outro lado a agilização dos modelos 2D e 3D deverá, no futuro, sofrer acentuada evolução.

BIBLIOGRAFIA

- Aguiar, P., Martins, J. (2006). *Contenção Lateral de Solos*. Cadeira de Fundações e Contenção Lateral de Solos UFP, Porto.
- Caspurro, I. (1999). *Observação do Comportamento de obras Geotécnicas Rodoviárias*. Dissertação apresentada na Universidade Nova de Lisboa para obtenção do grau de Mestre, Lisboa.
- Coelho, S. (1996). *Tecnologia de Fundações*. E. P. Gustave Eiffel, Lisboa.
- EN 1997-1: 2004 (2004). *Norma Portuguesa - Eurocódigo 7: Projecto geotécnico. Parte 1: Regras gerais*. Instituto Português da Qualidade, Lisboa.
- Fortunato, E. (1994). *Escavações Escoradas em Maciços Argilosos Moles*. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP.
- Frigerio, G. (1996). *Retroanálise de uma escavação de vala escorada a céu aberto de uma linha do Metro de São Paulo*. Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Mestre em Geotecnia USP, São Carlos.
- Lafraia, E., Amorim, E., Kochen, R. (2006). *Parecer Técnico de Tirantes em Áreas Urbanas*. IESP, São Paulo.
- Lança, P. (2007). *Contenções Periféricas*. Cadeira de Processos de Construção ESTGB, Beja.
- Lança, P. (2007). *Cortinas de Estacas*. Cadeira de Processos de Construção ESTGB, Beja.
- Matos Fernandes, M. (1990). *Estruturas de Suporte de Terras*. FEUP, Porto
- Meireles, A., Martins, J. (2006). *Execução de Cortinas de Estacas*. Cadeira de Fundações e Contenção Lateral de Solos UFP, Porto.
- Miranda, M., Martins, J. (2006). *Execução de Estacas*. Cadeira de Fundações e Contenção Lateral de Solos UFP, Porto.
- More, J. (2003). *Análise Numérica do Comportamento de Cortinas Atirantadas em Solos*. Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do título de Mestre pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil PUC, Rio de Janeiro.
- Moreira, R., Martins, J. (2006). *Execução e Planeamento da Obra Enterrada. Caso da Estação de Metro da Avenida dos Aliados*. Cadeira de Fundações e Contenção Lateral de Solos UFP, Porto.
- Plaxis, (2004). *Plaxis 3D Foundation Manual*. University of Technology & PLAXIS, The Netherlands.
- Plaxis, (2002). *User's Manual Version 8*. Delft University of Technology & PLAXIS, The Netherlands.

Plaxis, (2002). *Tutorial Manual Version 8*. Delft University of Technology & PLAXIS, The Netherlands.

Terzaghi, K., Peck, R. B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley and Sons, New York.

Vale, R. (2002). *Modelagem Numérica de um Escavação Profunda Escorada com Parede Diafragma*. Tese para a obtenção do grau de mestre em ciências em engenharia civil UFRJ, Rio de Janeiro.

Viana da Fonseca (1994). *Caracterização geotécnica de um solo residual do granito da região do Porto*. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, FEUP.

www.canadaline.ca (01/07/2008)

www.ag-berliner-u-bahn.de (10/11/2008)

www.lnec.pt (22/01/2009)

ANEXOS

A1. SECÇÕES DA ESTRUTURA DA ESTAÇÃO

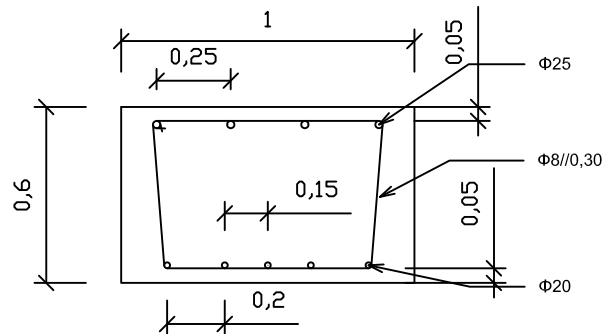
Fig. A1 – Secções da cobertura

Fig. A2 – Secções da parede lateral

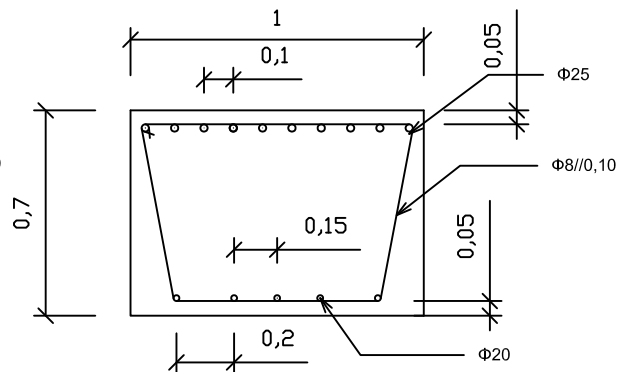
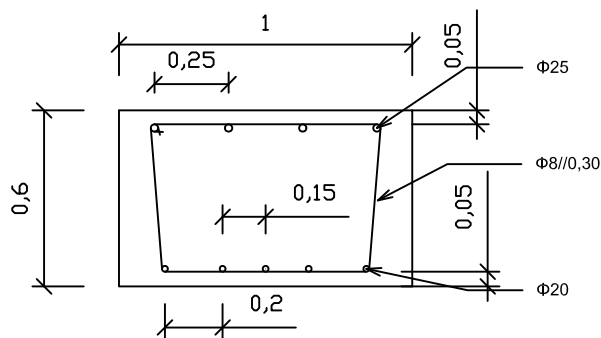
Fig. A3 – Secções da laje de fundo

Secções da estrutura da estação

Cobertura - troço interior



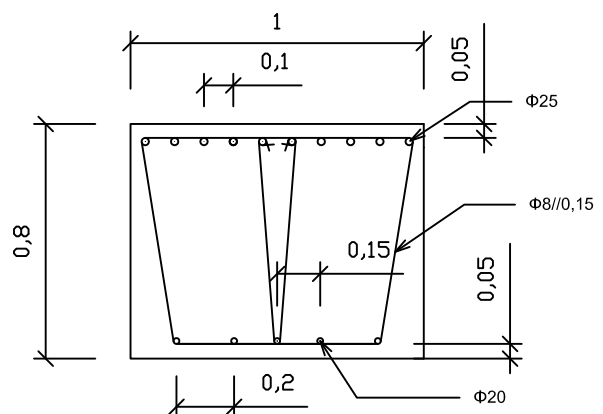
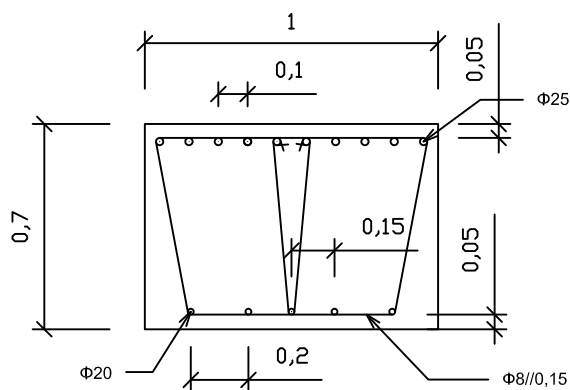
Cobertura - troço intermédio



Secção interior

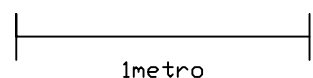
Secção exterior

Cobertura - Troço exterior



Secção interior

Secção exterior



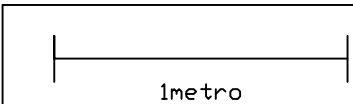
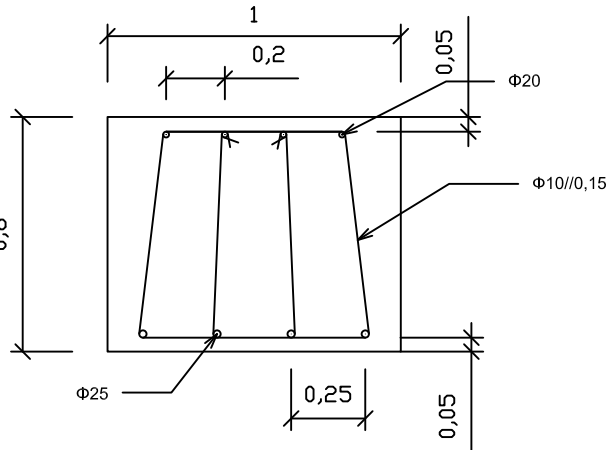
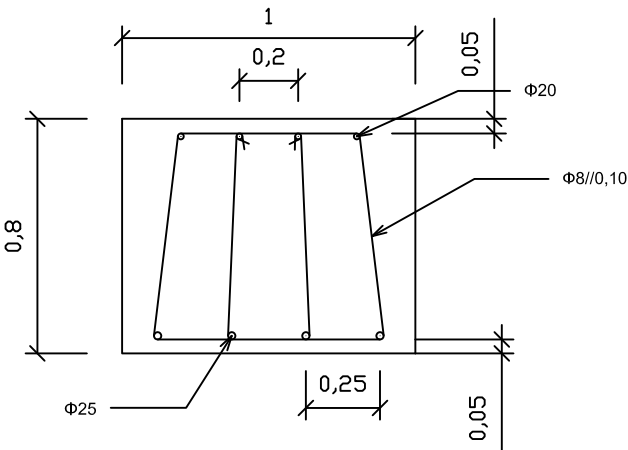
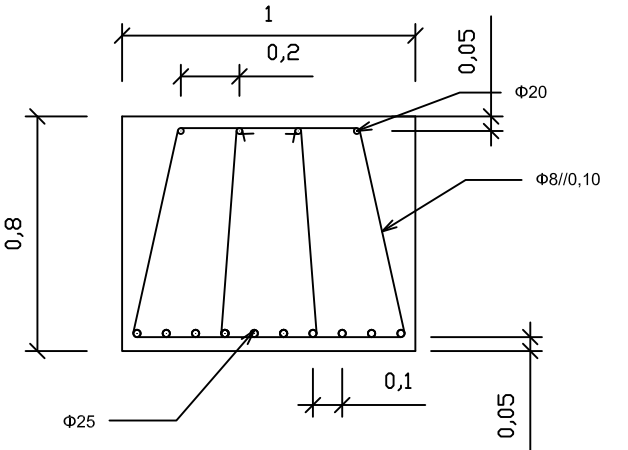
Secções da estrutura da estação

Parede lateral

Secção de topo

Secção intermédia

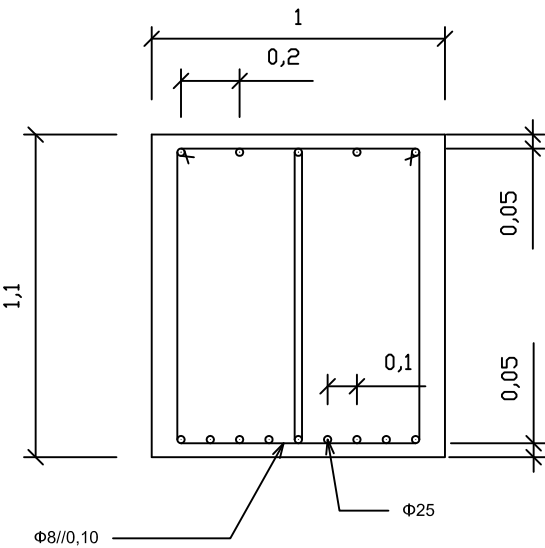
Secção de fundo



Secções da estrutura da estação

Laje de fundo

Secção de ponta



Secção de meio vão

